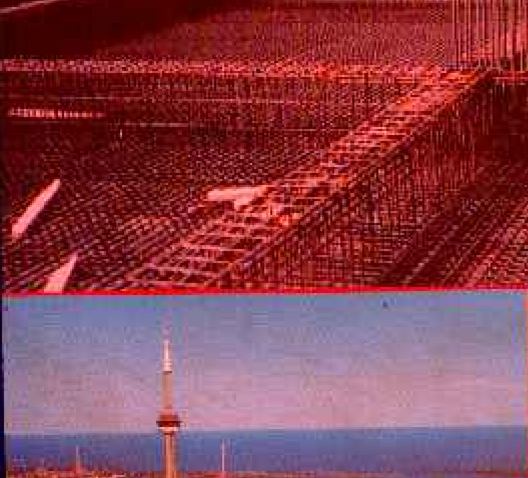
هندسة الأساسات

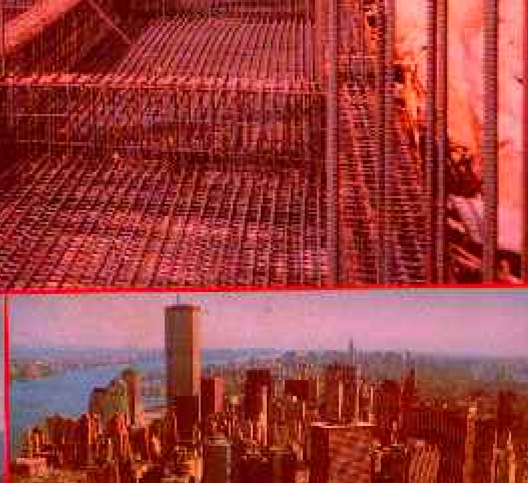
تصميم وتنفيذ الأساسات السطحية

أستاذ دكتور مهندس

السيد عبد الفتاح القصبي







مقدمـــــــــــــــة

بالرغم من أن علم الأساسات من العلوم الحديثـة التى ظهرت فى نهاية الربع الأول من القرن العشرين إلا أن إستخداماته ومبادئه أحس الإنسان القديم بها وتناولها فى مبانيه منذ القدم . فالإنسان المصرى القديم كان بفطرته يختار الأرض القوية لبناء مساكنه ومعابده ومقابره مثلما إختار هضبة الهرم لبناء الأهرام عليها رغم بعد هذه الهضبة عن مجرى النيل الذى كان ينقل فيه أحجاره من جنوب الوادى ، كما أستخدم العديد من مبادئ علم الأساسات عند تنفيذ مبانيه ومعابده والتى مازالت باقية حتى الآن شاهدة على عظمة هذا الإنسان .

ومنذ أكثر من ألف سنة كتب أحد المهندسين الرومانين (وإسمه فيتروفيوس) يلخص مبادئ علم الأساسات فيما يلى : - " أن الأساسات وهى الجزء الأسفل من المبانى يجب أن توضع على تربة صلبة إن وجدت وفى حالة عدم وجودها يجب حفر الأرض تحتها للوصول إلى هذه التربة كما يجب التأكد من عدم زيادة ثقل المبانى عن قوة تحمل التربة التى تحتها وإلا حدث هبوط للمبنى " .

ومسئولية مهندس الأساسات كبيرة وخطيرة ولاتحتمل الخطأ ، فالخطأ فى الأساسات هو الخطأ الأول والأخير والذى قد يترتب عليه إنهيار المبنى بالكامل . ودائما مانقول لطلآبنا فى أقسام الهندسة المدنية بأن خطأ الطبيب قد لايتعدى وفاة مريض واحد ، وقد يدفن خطأ الطبيب مع مريضه ، وقد يقال إنتهى عمر المريض وهذا أجله ، وخطأ السائق الذى يقود ركابه إلى الموت قد يقال عنه قضاء وقدر ... إلخ وهكذا فإن خطأ الآخرين سرعان مايذوب فى عالم النسيان ، أما عمل المهندس المدنى فيبقى دائما واضحا للعيان وخطأه مكشوف للجميع وفضيحته منشورة وقد يكون ضحاياه بالعشرات أو المئات إذا أدى خطأه إلى إنهيار مبنى .

وهذا الجزء من مرجعنا ضم ثمانية أبواب تحتوى على ثمان موضوعات هامة من علم هندسة الأساسات بدأت بباب عن إستكشاف التربة وأبحاث الموقع وقدمنا فى هذا الباب تفصيل خطوات إعداد تقرير التربة والأساسات وهو أول مستند هندسى إنشائى لازم لأى مبنى يراد تنفيذه ، وخصص الباب الثانى لطرق حساب قدرة تحمل التربة سواء الحسابية منها أو الموقعية وضم الباب الثالث أنواع الأساسات السطحية وأحمالها والضغوط عليها كما ضم طريقتى التصميم بالإجهادات القصوى وبإجهادات التشغيل وضم هذا الباب أيضا كيفية تنفيذ الأساسات من إحلال وخرسانات ورسومات ، وخصص الباب الرابع لتصميم القواعد المنفصلة بطريقتىالتصميم المذكورتين . أما تصميم الأساسات الشريطية فلقد إختص بها الباب الخامس ، وفى الباب السادس قدمنا تصميم القواعد المشتركة والكابولية ، وإحتوى الباب السابع على

الطرق التقريبية والتقليدية لتصميم اللبشة ، ثم قدمنا فى الباب الثامن التحليل العددى للأساسات باستخدام طرق التحليل المختلفة والحديثة التى تعتمد على إستخدام الكمبيوتر ، ولقد أوردنا عددا وفيرا من الأمثلة المحلولة على الطرق والنظريات المختلفة الواردة بهذا الكتاب كما أوردنا من الكود المصرى التجارب الموقعية ومايخص الموضوعات المعروضة ، كما راعينا الإشارة الدائمة للكودات الأخرى العربية منها والعالمية ، كما قدمنا فى نهاية كل باب عددا كبيرا من المسائل ليستطيع القارئ تطبيق الطرق المختلفة للتصميم عليها .

ولقد إستخدمنا فى هذا المرجع أسلوب التصميم بطريقة إجهادات التشغيل والتى مازال عدد كبير من المهندسين يستخدمها فى الوقت الحاضر وطريقة الإجهادات القصوى وهى الطريقة الأحدث التى يتجه إلى إستخدامها المهندسون ولقد أوردنا العديد من الأمثلة العددية بهذين الأسلوبين

أما فيما يخص لغة هذا المرجع فلقد إتبعنا الإسلوب ثنائى اللغة الذى إنتهجناه فى كتابنا " ميكانيكا التربة " والذى لاقى إستحسانا كبيرا فى مصر والعالم العربى وهذا الإسلوب يعتمد على تقديم الموضوعات وشرحها باللغة العربية لإيماننا المطلق بأن اللغة العربية تستوعب العلوم الحديثة مع إحتفاظنا بكتابة المعادلات والعلاقات والمصطلحات والأمثلة والمسائل باللغة الإنجليزية حتى يتمكن القارئ من الرجوع إلى المراجع الأجنبية لمواكبة وملاحقة التطورات التى تحدث فى هذا المجال .

وإننا على وعد مع قرائنا بإصدار الجزء الثانى من هذا الكتاب وإن شاء الله سوف يتضمن هذا الجزء باقى موضوعات علم هندسة الأساسات مثل الأساسات العميقة من خوازيق وهامات ودعامات وقيسونات ، الحوائط الساندة ، الستائر اللوحية والأساسات الدائرية للخزانات والأبراج،أساسات خزانات البترول ومنصات البترول ، والأساسات الحديثة ، وترميم ومعالجة الأساسات ونظم تصريف المياه الأرضية وقواعد الماكينات وغيرها من الموضوعات الهامة فى هذا العلم .

وإننا إذ نقدم هذا الكتاب للعاملين والمهتمين بمجال البناء والإنشاء ـ المهندسين المدنين والمعماريين وطلاب كليات الهندسة والمعاهد العليا للتكنولوجيدنسأل الله أن تعم فائدته الجميع .

الأستاذ الدكتور/ السيد عبد الفتاح القصبى

أستاذ ورئيس قسم الهندسة المدنية

المعهد العالى للتكنولوجيا ببنها

فهرس

الموضوع	صفحة

الباب الاول

استكشاف التربة و ابحاث الموقع

Soil Exploration and Site Investigations

أهمية أبحـــاث الموقـــع :

تصميم وتنفيذ أى مشروع مدنى يستلزم دراسة تربـة موقـع هـذا المشـروع وفهـم خصائصها وصفاتها الهندسـية، ويؤثـر حجـم ونـوع المشـروع فـى حجـم أبحـاث الموقـع. فالمشروعات الضخمة والهامـة تحتاج إلى دراسة تربـة دقيقـة وشاملة. وأيضـا المشـروعات الصغيرة يجب أن يسبقها دراسة مناسبة أيضا لتربة موقعها.

وبالرغم من أهمية وضرورة أبحاث الموقع ودراسة التربة فإنها لا تمثل نسبة عالية فـى تكاليف المشروع، وفى أغلب الأحيان تكون هذه النسبة من ٠.٠٥ إلى ٠.٢ فى المائـة من التكـاليف الكلية للمشروع، وفى حالات خاصة أو تربة غير عادية تمثل هذه التكاليف من ٠.٥ إلى ١٪ من التكاليف الكلية للمشروع.

والغرض من أبحاث التربة تحدده المواصفات الإنجليزية فى النقاط الآتية :

١- لمعرفة مدى ملائمة الموقع للأعمال المقترح تنفيذها عليه.

٢- للتمكن من إعداد أنسب تصميم اقتصادى للمشروع المقترح.

٣- لاختيار أفضل الطرق للتنفيذ.

٤- لتحديد حالة المياه الجوفية ومناسيبها وتأثيرها على الأعمال المقترحة.

٥- لاختيار أنسب المواقع أو أنسب الأماكن فى الموقع لتنفيذ المشروع المقترح عليه.

البيانات المطلوبة من أبحاث التربة : Data Required

كمية البيانات المطلوبة لأى مشروع تتوقـف علـى حجم ونـوع هذا المشـروع وعمومـا تكون أهم البيانات المطلوبة من أبحاث التربة هى :

١- بيانات لتحديد طبقات التربة فى الموقع وصفات كل منها.

٢- بيانات لتحديد نوع وعمق الأساسات المطلوبة.

٣- بيانات لتحديد جهد تربة التأسيس.

٤- معلومات كافية لحساب القيمة المتوقعة للهبوط.

٥- موقع المياه الجوفية وتأثيراتها.

٦- معلومات لتحديد الإحتياطات اللازمة للتأسيس.

٧- تحديد مشاكل التربة بالموقع مثل القابلية للإنتفاخ أو للإنهيار.

٨- ظروف البيئة حول الأساسات والمبنى ومعالجتها.

برنامج استكشاف التربة Subsurface Exploration Program :

يمر استكشاف التربة بعدة خطوات منظمة تتمثل فى :

- تجميع المعلومات الأساسية المتاحة **Avialable Preliminary Information** : حيث يتم الحصول على كافة المعلومات المتاحة الخاصة بالبيانات التصميمية للمنشأ المراد تنفيذه.
- استطلاع الموقع **Reconnaissance of the Area** من الأهمية زيارة الموقع لاستطلاعه على الطبيعة وتجميع كافة المعلومات الخاصة بالموقع وما عليه وما يحيط به.
- الأبحاث الأولية **Preliminary Site Investigation** فى هذه المرحلة يتم تنفيذ عدد قليل من الجسات وحفر الاختبار لتكوين فكرة عامة عن طبقات التربة وأنواعها وكذلك تحديد منسوب المياه الجوفية كما يجب عمل جسة واحدة على الأقل للوصول للطبقات الصخرية أو الزلطية السفلية. ويتوقف حجم هذه المرحلة على حجم المشروع وفى المشروعات الصغيرة تكون هذه المرحلة هى المرحلة الأساسية والتفصيلية لأبحاث الموقع. كما يجب فى المشروعات الكبرى تحديد وسائل تحضير الموقع للعمل مثل وسائل سند الحفر وتصريف المياه من الموقع فى حالة وجودها. كما يمكن إجراء بعض التجارب البسيطة مثل تعيين مقاومة القص وخواص التربة اللازمة لحساب الهبوط وحدود أتربرج وتجارب الإختراق.
- الأبحاث التفصيلية **Detailed Site Investigation** تلزم هذه المرحلة للمشروعات الكبيرة حيث تستكمل عملية تجميع البيانات والمعلومات الخاصة بتربة الموقع. ويتم ذلك بتحديد أماكن الجسات وأعماقها بالتفصيل لتغطى مواقع البناء تماما. كما يتم الحصول على عينات متنوعة النوع ومتتالية من هذه الجسات. ويتم فى هذه المرحلة أيضا الحصول على المعلومات والبيانات بطرق تفصيلية ودقيقة. كما يجب معرفة أماكن الطبقات الضعيفة والردم ودراسة تأثير الحفر على المنشآت المجاورة.

الخطوات التفصيلية لاستكشاف التربة :

إستكشاف التربة يتم تفصيلا بتنفيذ الخطوات الأتية :

١- تجميع المعلومات الأساسية المتاحة.

٢- استطلاع الموقع.

٣- الجسات، طرق تنفيذها، عمقها، توزيعها.

٤- العينات، أنواعها، طرق الحصول عليها.

٥- الاختبارات الموقعية.

٦- المياه الجوفية.

٧- الاختبارات المعملية.

٨- تحليل النتائج ودراستها.

٩- إعداد تقرير أبحاث التربة.

أولا : المعلومات الأساسية المتاحة Avialable Preliminary Informations :

في هذه المرحلة يجب على القائمين باستكشاف التربة تجميع كافة البيانات والمعلومات المتاحة الخاصة بالأبعاد الرئيسية والتصميمية للمنشأ المراد تنفيذه على الموقع تحت الدراسة. ومن هذه المعلومات أبعاد وبحور الأعمدة، نوع المنشأ والاعتبارات المعمارية الخاصة، وكذلك أحمال الأعمدة وعدد الأدوار المطلوب. كما يجب الإلمام بالمواصفات المحلية والقومية لأعمال الإنشاءات في المنطقة الواقع فيها الموقع. أما في حالة الكباري فيجب معرفة أطوال البحور وأحمال البغال والأكتاف وحركة المياه في المجاري المائية القريبة من أماكن الكباري.

ثانيا : استطلاع الموقع Reconnaissance of the Area :

من الأمور الهامة أن يقوم المهندس بزيارة الموقع لاستطلاعه. وقد يستخدم في زيارته التصوير الفوتوغرافي أو التصوير التليفزيوني بالفيديو أو بالتصوير الجوي في المشروعات الضخمة. كما يجب معرفة المعلومات الآتية :

١- الطبوغرافية العامة للموقع.

٢- دراسة خطوط المرافق من كهرباء ومياه ومجاري.

٣- معرفة عامة عن التربة وطبقاتها من خلال فحص الحفر ودراسة الجسات والتقارير السابق عملها لمنشآت قريبة وكذلك من خلال معرفة نوع المزروعات بالمنطقة والتي تعبر عن طبيعة ونوع التربة.

٤- المياه الجوفية، حالتها وموقعها.

٥- أنواع المنشآت القريبة ونوع الشروخ إن وجدت بها.

٦- حالة المجرى المائي وحركة المياه به في حالة تنفيذ الكباري.

٧- دراسة مواد البناء أو التربة التي يمكن استخدامها في عملية تنفيذ المشروع.

ثالثا : جسات التربة **Soil Borings** :

الجسة هى ثقب رأسى ينفذ فى موقع المنشأ المراد استكشافه بغرض الحصول على عينات من التربة لدراستها أو التعرف على طبيعة طبقات التربة وسمكها وصفاتها.

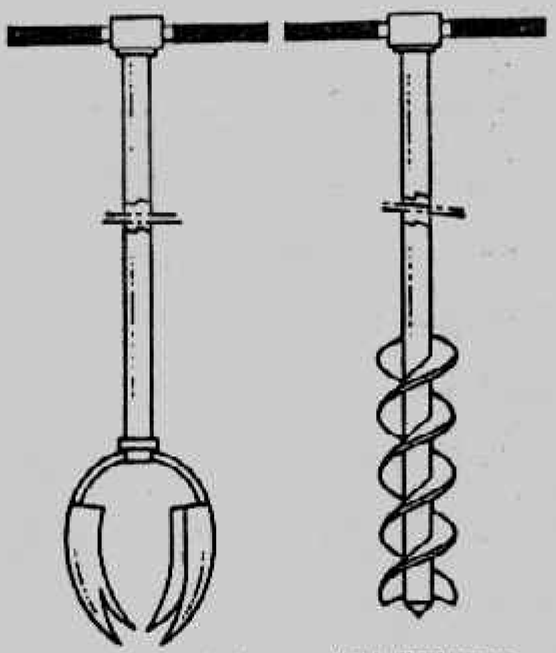
أ- *طرق تنفيذ الجسات* : يتم تنفيذ الجسات إما يدويا أو ميكانيكيا باستخدام معدات ميكانيكية بأحد الطرق الأتية :

١- جسات التثقيب بالبريمة : **Auger Boring** هذه الطريقة هى أبسط الطرق لعمل الجسات. وبين شكل (١-١) الأدوات اليدوية التى تستخدم فى الحصول على عينات التربة عن طريق عمل حفر اختبار **Test Pit** . ويمكن استخدام الأدوات اليدوية فى الحصول على عينات مقلقلة **Disturbed Sample** بقطر فى حدود ١٠سم وتستخدم هذه الأدوات لعمق لا يزيد عن ٣-٥ مترا وهذه الأعماق مناسبة لأعمال الطرق والمطارات والمنشآت الصغيرة أما عند الأعماق الأكبر التى قد تصل إلى ٦٠ مترا فيمكن استخدام المثقاب الميكانيكى حيث يتم دفعه ميكانيكيا مع إزالة التربة المعلقة بصفة دورية. كما يمكن استخدام المثقاب الميكانيكى أحيانا بصفة مستمرة ورفعه مرة واحدة. ويمكن فحص التربة المزالة للتعرف على نوع التربة على طول عمق الجسة ويصل قطر الجسة فى هذه الطريقة إلى ٢٥سم. كما أن المثقاب الميكانيكى يمكن أن يخترق التربة والصخر الناعم إلى عمق ٣٠ مترا فى أقل من ساعة.

كما يمكن إستخدام طريقة المثقاب المفرغ لأخذ عينات مقلقلة أو غير مقلقلة على أعماق كبيرة. وفى هذه الطريقة يتم الدفع الميكانيكى لمثقاب بريمة مفرغ من الداخل. ولا تصلح هذه الطريقة للحصول على عينات غير مقلقلة من التربة الرملية أو الطميية.

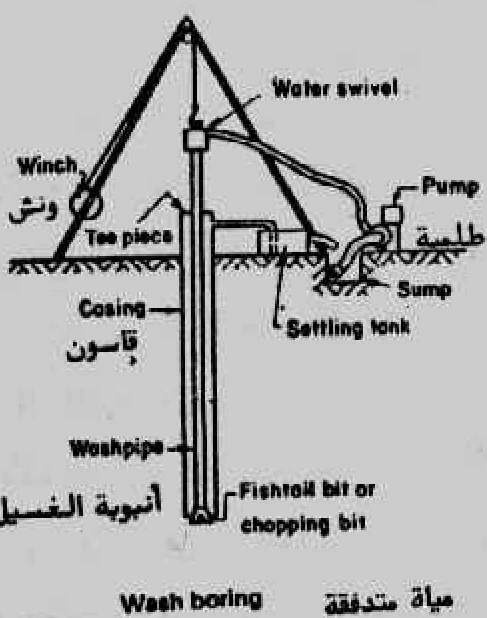
٢- جسات التثقيب بالغسيل **Wash Boring** : يبين شكل (١-٢) طريقة عمل الجسات بالغسيل. وفى هذه الطريقة يتم دق ماسورة (قاسون) بطول من ١,٥-٣ مترا وبقطر من ٥ إلى ١٠سم. ثم تزال التربة من داخل القاسون بواسطة دفع الماء من خلال لقمة القطع **Chopping Bit** والتى تركب فى أسفل زراع التثقيب **Drill Rod** وتنزل داخل القاسون. وتندفع المياه تحت ضغط وبسرعة عالية خلال ثقوب ضيقة فى لقمة القطع فتعمل على تقطيع وتفتيت التربة داخل القاسورة. وتنقل المياه فتات التربة عند اندفاعها إلى أعلى القاسون من خلال الفراغ بين القاسون وزراع التثقيب حيث تخرج من وصله على شكل حرف T ويتم تجميع مياه الغسيل (المياه وفتات التربة) فى إناء حيث يتم ترسيب فتات

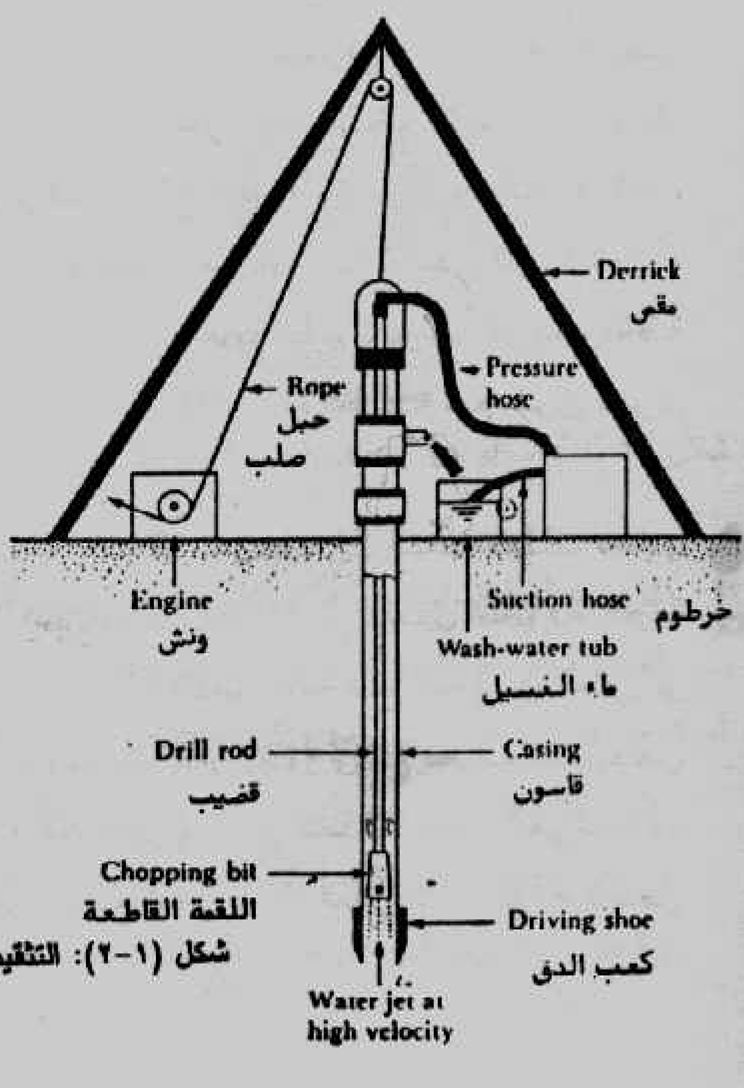
التربه. ويتم التعرف على طبقات التربه وأنواعها حسب تسلسل الطبقات عن طريق معدل الحفر ومن فحص مكونات فتات التربة المترسبة.



Hand tools: (a) post hole auger; (b) helical auger

شكل (١-١): الأدوات اليدوية للحصول على العينات





شكل (١-٢): التثقيب بالغسيل

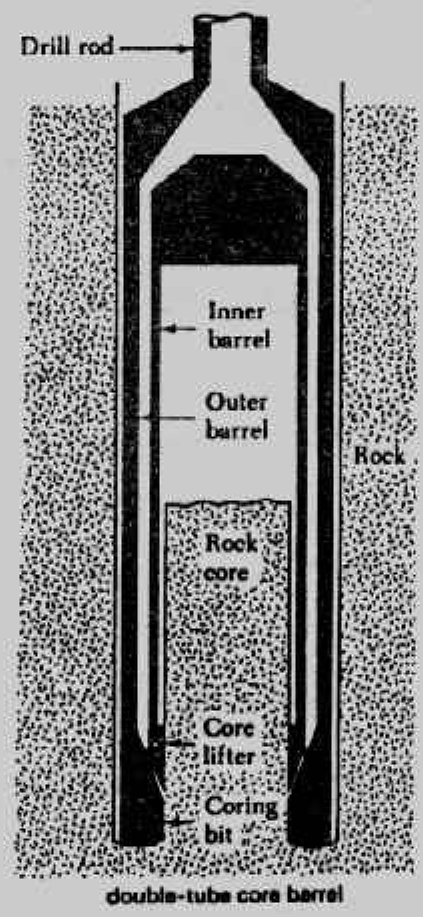
ويمكن أخذ عينات مقلقلة من التربة المترسبة. وتصلح هذه الطريقة للتربة الرملية والزلطية والطميية. كما يعيب هذه الطريقة عدم إمكانية الحصول على عينات غير مقلقلة وصعوبة تحديد منسوب المياه الجوفية.

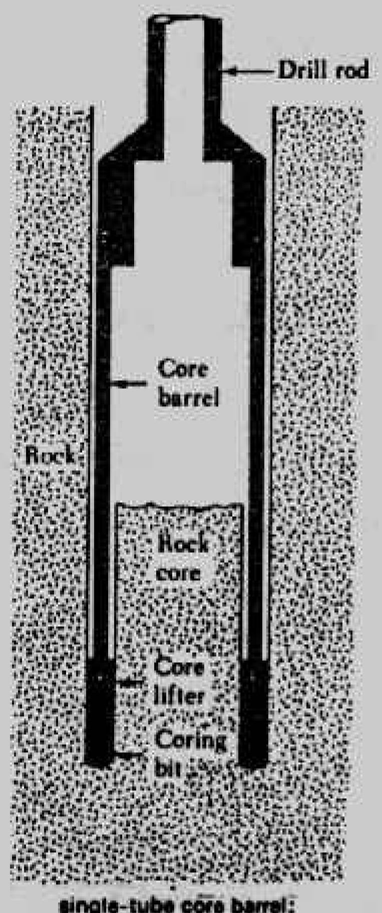
٣- جسات التثقيب بالدوران Rotary Drilling : يتم فى هذه الطريقة الدفع مع الدوران لقواطع التربة ميكانيكيا بسرعات عالية مع ضخ سوائل حفر لقطع وطحن التربة إلى أجزاء صغيرة وإزالة مخلفات الحفر. ويتم التعرف على التربة وطبقاتها من معرفة معدل تقدم الحفر ومن فحص مخلفات الحفر. وقد يستخدم القاسون فى بعض الأحيان عند سطح الجسة. ويمكن الحصول على عينات مقلقلة من التربة على أعماق مختلفة باستخدام اسطوانات أخذ العينات Samplers بعد رفع زراع التثقيب ولقمة التثقيب. وسوائل الحفر قد تكون مياه أو طين التثقيب. وطين التثقيب يتكون من الماء والبنتونيت Bentonite .
وتصلح هذه الطريقة لجميع أنواع التربة ما عدا الزلط الكبير. وبالرغم من أن هذه الطريقة تعتبر من أسرع طرق عمل الجسات إلا أنه يصعب فيها تحديد التغير فى طبقات التربة بالدقة العالية.

٤- جسات التثقيب بالدق Percussion Drilling : فى هذه الطريقة يتم تفتيت التربة بواسطة تكرار رفع وإسقاط لقمة تثقيب ثقيلة مع استخدام كمية محدودة من الماء لتكوين خليط خفيف القوام فى قاع الحفرة ثم يتم سحب خليط التربة والماء بصفة مستمرة بالبلف أو بطلمبة رمل وقد تحتاج هذه الطريقة إلى استخدام قاسون. ويستدل على تغير طبقات التربة عن طريق معدل الحفر وصعوبة إنزال أدوات الحفر أو فحص ناتج الحفر. وتستخدم هذه الطريقة لعمل الجسات فى التربة الصلبة أو فى الصخور. ولا تفضل هذه الطريقة لفحص التربة العادية عند ضرورة الحصول على عينات غير مقلقلة نظرا لصعوبة تحديد تغيرات التربة والقلقلة التى تحدث للتربة تحت سطح قواطع التربة. وقد تستخدم هذه الطريقة مع طرق أخرى لاختراق طبقات الزلط والكتل الصخرية.

٥- جسات التثقيب فى الصخر Rock Core Drilling : حينما يقابل الجسة طبقات صخر ويصبح من الضرورى أخذ عينة صخرية Rock Coring فإنه يتم توصيل اسطوانة العينة Core Barrel بقضيب توصيل. وتركب فى اسطوانة العينة لقمة قطع تصنع من الماس أو التجستين أو الكربيت. ويتم أخذ العينات عن طريق الحفر بالدوران مع استخدام دفع بعض المياه فى الحفر أو استخدام سوائل الحفر وذلك للتبريد ودفع مخلفات الحفر أعلى الحفرة. ويستخدم القاسون مع هذا النوع من الحفر. ومع تقدم أعمال الحفر تدخل عينة الصخر

اسطوانة العينة. وتصلح هذه الطريقة لأعمال الجسات فى الصخر والتربة الركامية ذات المقاسات الكبيرة. وفى حالة الصخور الضعيفة أو المتشققة فإنه يفضل استخدام أقطار داخلية للأسطوانات أكبر من ٥سم. ويوجد نوعان من اسطوانات القطع، النوع الأول هو اسطوانة القطع ذات الأنبوبة المفردة Single-tube core barrel شكل (١-٣). والنوع الثانى هو اسطوانة القطع مزدوجة الأنبوبة شكل (١-٤) Double-tube core barrel والنوع الأول يعطى عينات عالية القلقلة.





شكل (١-٣):اسطوانة القطع مفردة الأنبوبية   شكل (١-٤): اسطوانة القطع مزدوجة الأنبوبية

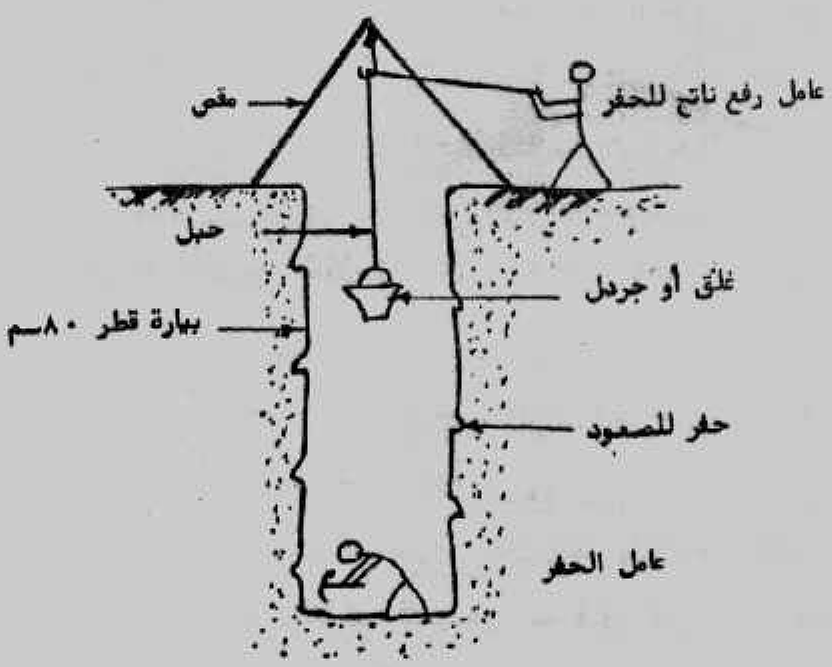
٦- <u>طرق عمل الجسات بمصر</u> : يتم استكشاف الموقع فى مصر عن طريق الجسات والتى أهمها الحفر المكشوفة أو الجسات اليدوية أو الميكانيكية :

أ- الحفر المكشوفة (المفتوحة) Open Pits : يتم فى الموقع عمل حفر بالأدوات التقليدية للحفر على شكل مربع أو مستطيل أو دائرة للإستكشاف السطحى لطبقات التربة. وقطاع الحفر وعمقها يتوقف على طبيعة التربة وثبات جوانب الحفر وتزداد تكاليف الحفر بزيادة العمق. والحفر المكشوفة أما حفر سطحية Shallow open pits يصل عمقها إلى ٥ مترا أو آبار

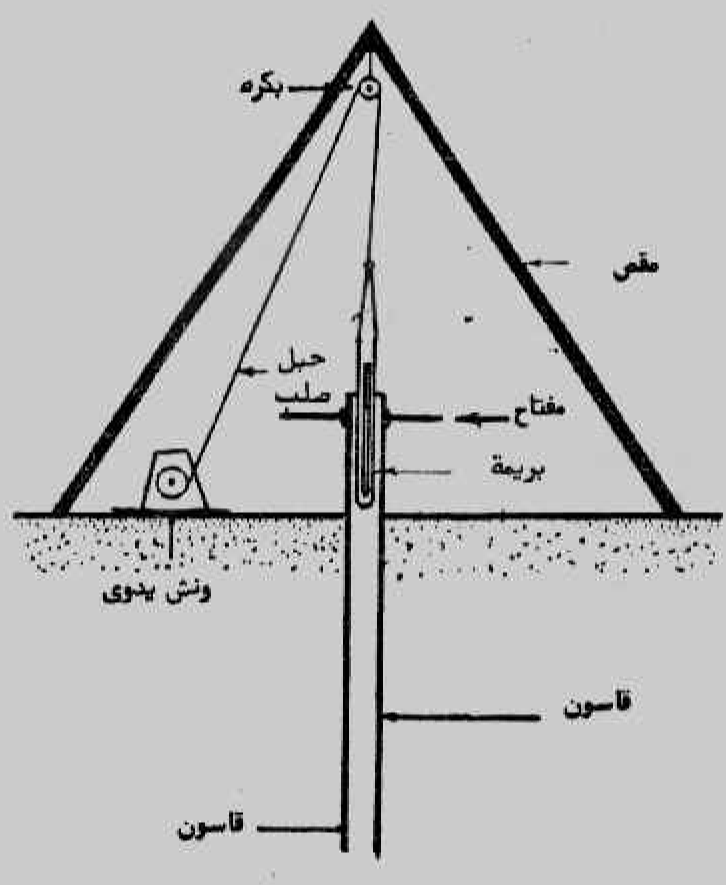
عميقة (بيارات) Deep wells ويمكن أخذ عينات مقلقلة وغير مقلقلة من هذه الحفر سواء من جوانبها أو قاعها، ويقوم بأعمال الحفر عمال مدربون وعادة ما يكون قطر البيارة مساويا لعامل واحد يحفر بحجارى (أزمة بيد قصيرة) وعادة ما يكون القطر ٨٠سم فى الحفر الدائرية، ومع زيادة الحفر يعمل على سطح الأرض وفوق الحفرة مقص خشب يعلق به خطاف وسلبه (حبل سميك) لرفع ناتج الحفر، ويقوم عامل الحفر مع تقدم الحفر بعمل حفر سند تبادلية يستخدمها للنزول والخروج من الحفرة شكل (١-٥) وتستخدم الحفر المكشوفة عند تنفيذ المنشآت الصغيرة وفى الأماكن التى يصعب فيها عمل جسات سواء لضيق المكان أو بعده، والحفر المكشوفة لا يمكن تنفيذها أسفل منسوب المياه الجوفية أو فى التربة المتحجرة أو التى تنهال أثناء الحفر.

ب- الجسات اليدوية : تعتبر الجسات اليدوية أكثر الطرق انتشارا فى مصر شكل (١-٦) وتنفذ بالخطوات الاتية :

- تنصب مكان الجسة ثلاثة مواسير بطول ٦ مترا من مواسير الحديد لعمل مقص يعلق أعلاه خطاف ببكرة.
- يعلق بالخطاف حبل صلب مربوط بونش يدوى لإنزال ورفع المواسير والأدوات.
- تعمل حفرة صغيرة مكان الجسة بعمق حوالى ٠,٥ مترا توضع بها الوصلة الأولى من القاسون الحديد قطر ١٥ سم.



شكل (١-٥): الحفر المكشوفة



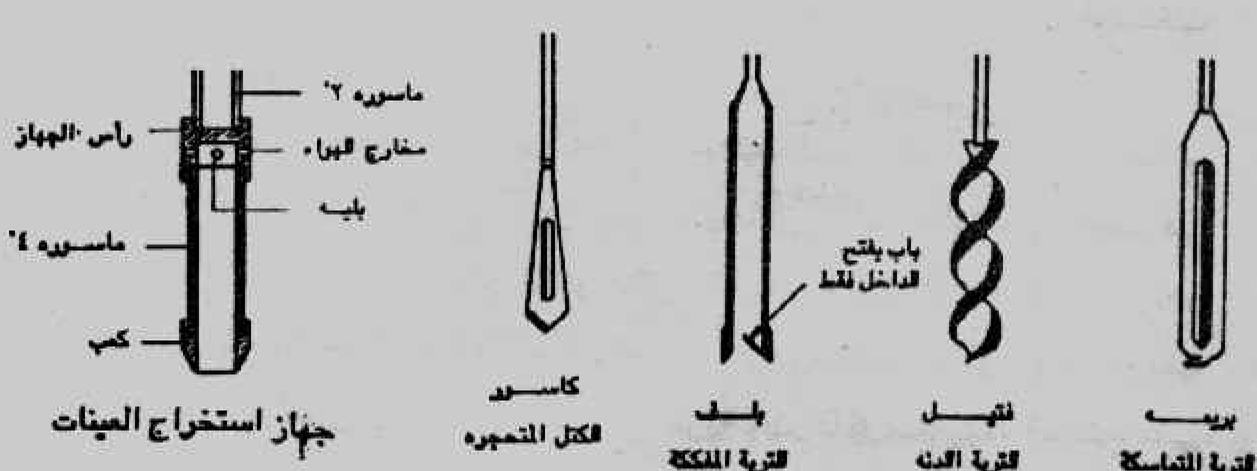
شكل (١-٦): الجســـات اليدويـــة

والتى تكون عادة بطول ٢ متراً. والقاسون يبطن جوانب الحفر ويحافظ على بقاء الجسة مفتوحة ويتكون عادة من وصلات بطول من ٢-٣ مترا مع جلب لتوصيل هذه الوصلات ببعضها مع تقدم الحفر رأسيا.

- ترفع باستخدام الونش وصلة من المواسير بقطر ٥ سم يثبت فى نهايتها أداة الحفر بريمة أو فتيل شكل (١-٧) والتى تمسك بمفاتيح كبيرة يصل طولها إلى ٨٠سم وتلف حتى تحفر فى التربة فى قاع القاسون ويتجمع ناتج الحفر بداخل البريمة أو بين أجنحة الفتيل. وعند الإمتلاء ترفع لسطح الأرض بواسطة ربطها بالحبل الصلب واستخدام الونش. وبعد تفريغها من التربة تسقط مرة أخرى فى القاسون وتلف فى التربة ويتم ذلك مع ربط المفاتيح على القاسون ودفعه إلى أسفل ليغوص فى التربة ليحمى جوانب الجسة. وعندما تغوص وصلة من القاسون فى التربة تركب وصلة ثابتة وكذلك يتم زيادة وصلات المواسير قطر ٥ سم للوصول إلى قاع الحفر. وعندما يصل الحفر إلى تربة رملية يوصل بالمواسير أداة حفر فى التربة المفككة تسمى بلف تترك لتسقط إلى قاع الحفر بالجسة تحت تأثير وزنها ليصطدم بقاع الحفرة الرملى إلى قاع الحفر بالجسة تحت تأثير وزنها ليصطدم بقاع الحفرة الرملى فيدخل الرمل به. والبلف يسمح بدخول الرمل أو التربة الخشنة بداخله عند سقوطه فى قاع

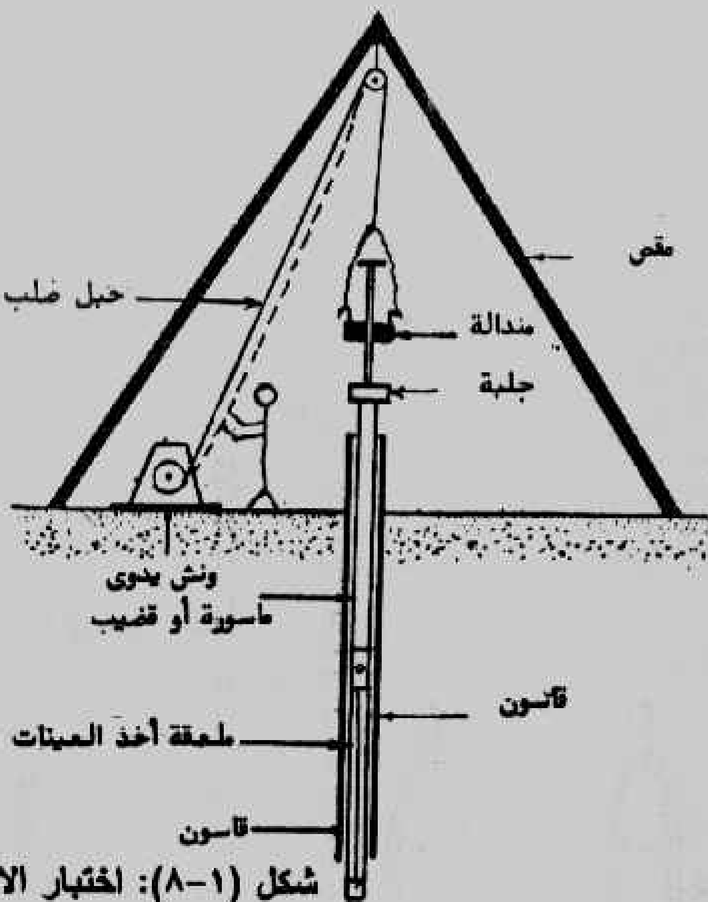
الحفر ولا يسمح بخروجها أثناء رفعه من الجسة حيث يوجد بأسفله باب صغير يفتح للداخل فقط. وعندما يقابل الحفر تربة متحجرة يتم إنزال الكاسور وهى أداة حفر للكتل المتحجرة برفعه إلى أعلى وتركه يسقط على التربة حيث تعمل نهايته المدببة على تفتيتها ثم ترفع الأجزاء إلى خارج الجسة باستخدام البلف.

- عند تواجد التربة وخاصة الرمل فوق منسوب المياه الجوفية يتم سكب كمية من الماء داخل القاسون. كما يجب تسجيل منسوب المياه الابتدائى عند بدء ظهورها وكذلك بعد انتهاء الجسة.
- يجب ملاحظة التربة التى تخرج من الجسة وبيان أعماق تغير طبقات التربة.
- تؤخذ عينات مقلقلة من التربة كل متر أو عند تغير الطبقات وتوضح العينات فى أكياس بلاستيك لحين توصيلها للمعمل. كما تؤخذ عينات متحجرة غير مقلقلة كل متر عندما يقابل الحفر تربة متماسكة باستخدام جهاز استخراج العينات قطر ٧,٥سم أو بملعقة أخذ العينات قطر ٣,٧٥سم. ويدق الجهاز أو ملعقة أخذ العينات فى التربة بواسطة مندالة يدق بها على وصله عريضة تركب على الماسورة المركب بها الجهاز أو الملعقة. ثم يرفع جهاز العينات إلى سطح الأرض ويفك من المواسير وتستخرج العينة منه وتغلف بالشمع السائل الساخن.



شكل (١-٧): أدوات الحفر واستخراج العينات فى الجسات اليدوية

- أثناء تنفيذ الجسة وعلى أعماق مختلفة وعند تغير الطبقات يتم إجراء الاختبارات الموقعية والتى أهمها اختبار الاختراق القياسى **SPT**، شكل (١-٨).

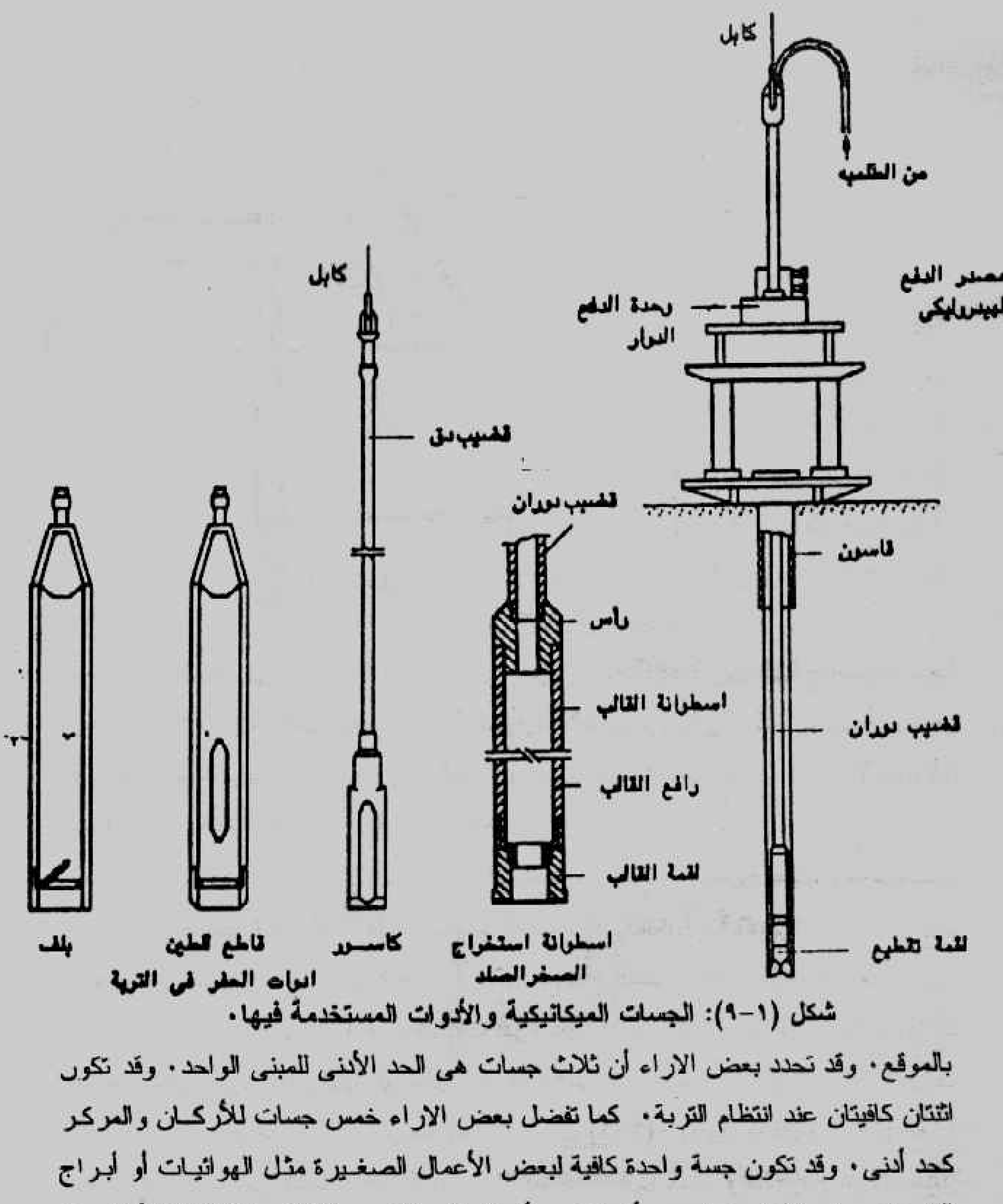


شكل (١-٨): اختبار الاختراق القياسى

- منفذ الجسة يسجل فى تقرير حقلى ملاحظاتـه عن التربـة الناتجـة وطبقاتها ومنسوب بدايـة ونهاية هذه الطبقات وكذلك منسوب المياه الجوفية الابتدائى والنهائى. كما يجب أن يسـجل على كل عينـة بيانـات الموقـع ورقم الجسـة وعمـق العينـة. كما يسجل نتـائج الاختبـارات الموقعية مثل اختبار الإختراق القياسى SPT .

جـ- الجسات الميكانيكية : حينما لا تصلح تربة الموقع لعمل الجسات اليدوية بسبب وجود طبقات صخرية أو متحجرة أو زلطية فإنه تسـتخدم الجسـات الميكانيكيـة بـالتثقيب الـدوار حيث يتم الحفر بدفع ودوران قواطع التربة بسرعة عالية مع دفع قاسـون بالتربـة للحفـاظ علىجدران الحفر بالجسة وتستخدم ماكينة أو معده ذات قدرة على الدفع والإدارة وملحق بها تجهيزات مساعدة مثل مضخة لدفع المياه أو سائل حفر لتبريد قواطع التربـة. وكل ١,٥ مترا يوقف العمل وتستخرج قواطـع التربـة وبها العينـة. شكل (١-٩). ويبين شكل (١-١٠) أدوات استخراج العينات من الجسات الميكانيكية حيث يستخدم الفتيل للحفر واستخراج عينات مقلقلة وباقى الأدوات تستخدم فى استخراج العينات الغير مقلقلة.

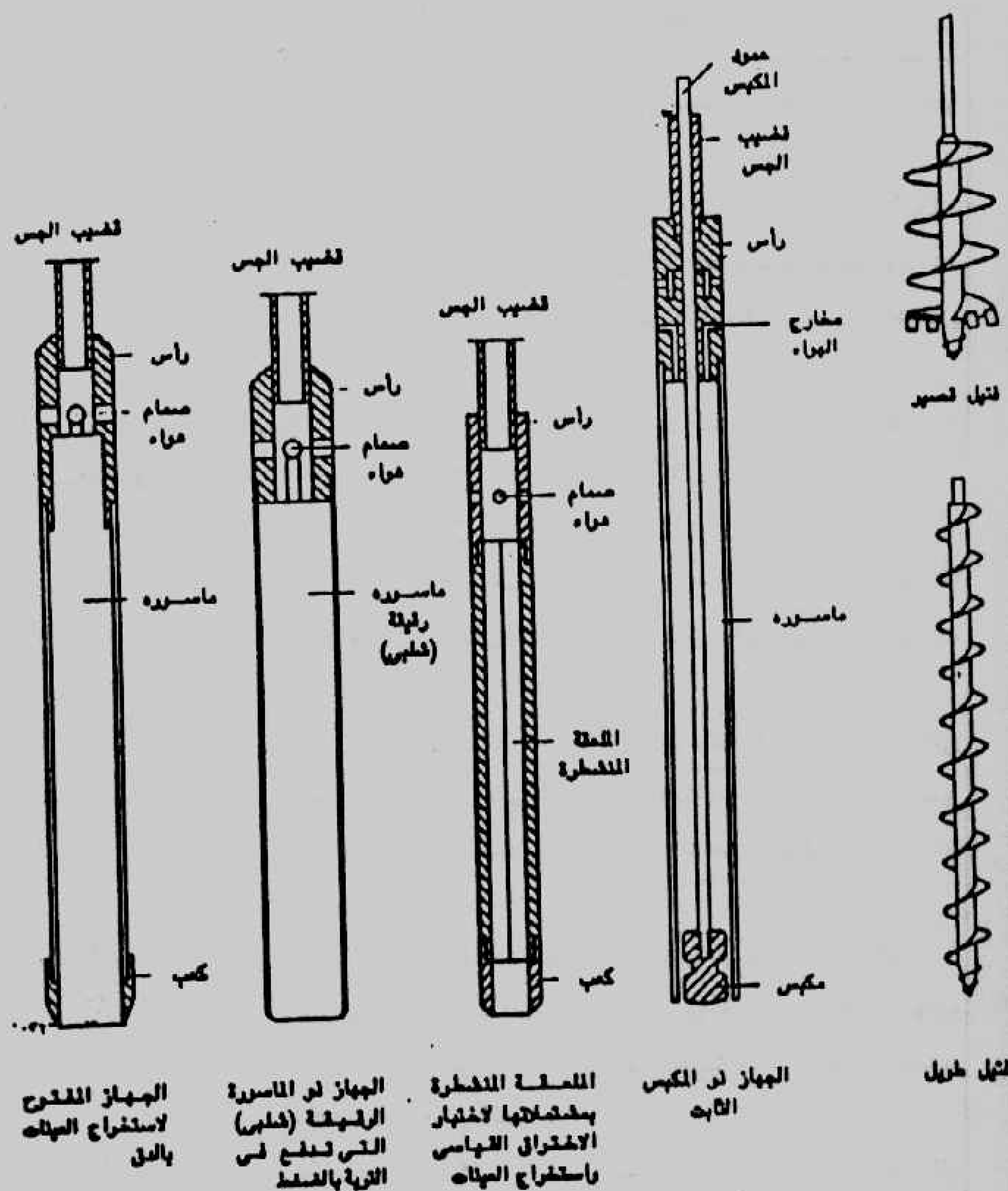
ب- توزيع وعدد الجسات Distribution and Number of Boring : توزيـع الجسـات واختيار أماكنها وعددها يتوقف على نـوع المنشـأ وحجمـه والغرض من الدراسـة. ويجب الحرص فى اختيار وتحديد أماكن الجسات. ولا توجد قاعدة عامة لتحديد عدد الجسات



شكل (١-٩): الجسات الميكانيكية والأدوات المستخدمة فيها.

بالموقع. وقد تحدد بعض الاراء أن ثلاث جسات هى الحد الأدنى للمبنى الواحد. وقد تكون اثنتان كافيتان عند انتظام التربة. كما تفضل بعض الاراء خمس جسات للأركان والمركز كحد أدنى. وقد تكون جسة واحدة كافية لبعض الأعمال الصغيرة مثل الهوائيات أو أبراج الكهرباء وما يماثلها. كما يجب أن تتناسب أعمال الجسات مع التكاليف الكلية للمنشأ المراد تنفيذه، وعموما فإن أعمال أبحاث واستكشاف التربة تمثل حوالى من ٠,١٪ إلى ٠,٥٪ من التكاليف الكلية، وقد تصل فى بعض الحالات الخاصة إلى ١٪.

وينصح الكود المصرى (١٩٩١) بتوزيع الجسات على النحو المبين بالجدول (١ ١) على ألا يقل عدد الجسات فى الموقع الواحد عن جستين.

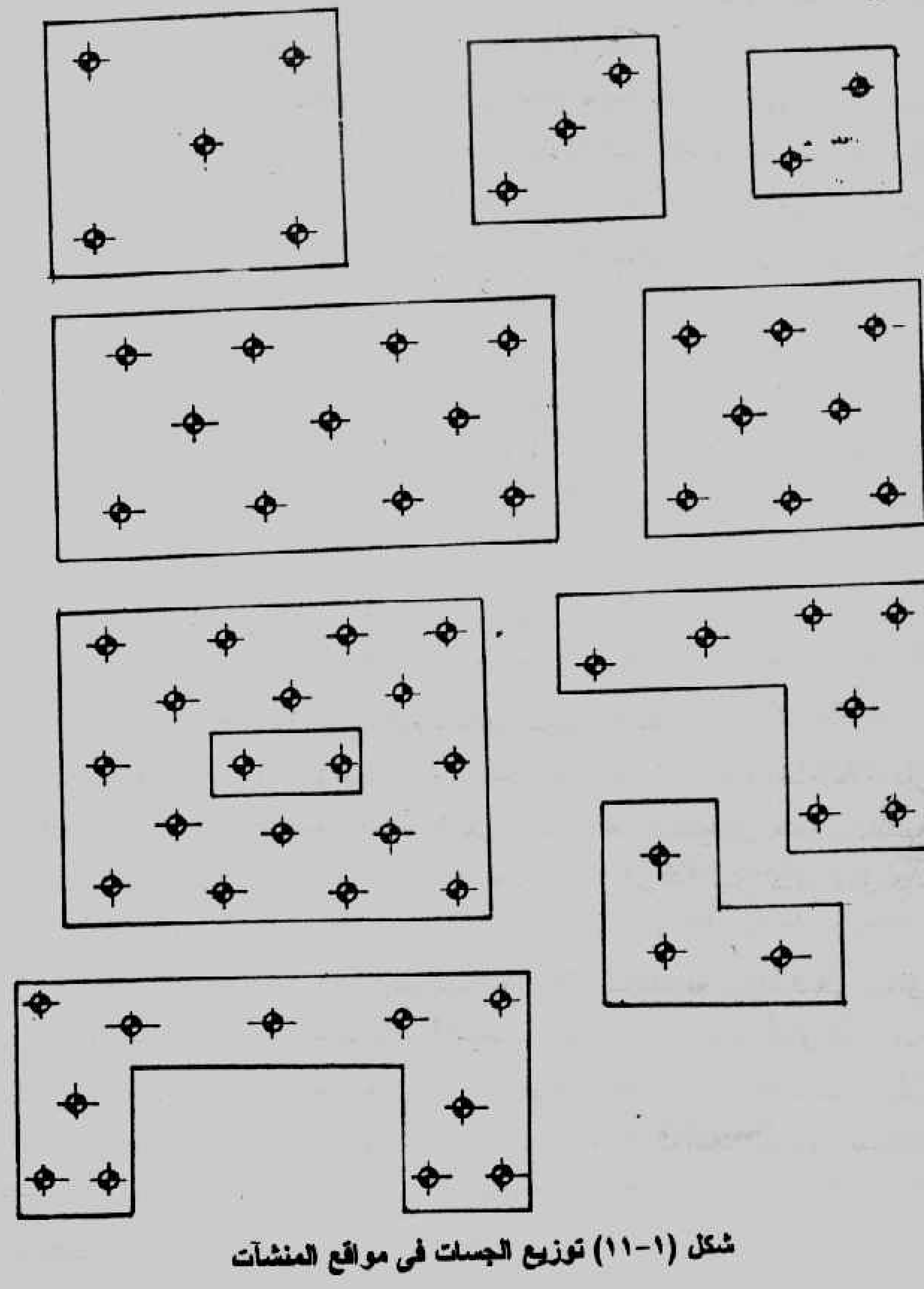


شكل (١-١٠): أدوات استخراج العينات من الجسات الميكانيكية

جدول (١-١) متطلبات تحديد عدد الجسات بالمواقع المختلفة.

مناطق البحث	تخطيط الجسات
المواقع العمرانية الجديدة	تخطط الجسات المبدئية فى المناطق الغير مستوية بحيث تبعد عن بعضها مسافات بين ٦٠ و ١٥٠ متر ويجب ان تكون المساحة المحصورة بين أى أربعة جسات حوالى ١٠٪ من المساحة الكلية وفى حالة الأبحاث التفصيلية يزاد عدد الجسات للحصول على قطاعات جيولوجية دقيقة أما فى المناطق المستوية أو ذات الميل البسيط فيمكن توزيع الجسات على شبكة من ٣٠٠ × ٣٠٠ متر إلى ٤٠٠ × ٤٠٠ متر .
المواقع المحتوية على طبقات رخوة قابلة للانضغاط	المسافة بين الجسات من ٣٠ إلى ٦٠ متر عند أماكن المنشآت المحتملة وتضاف جسات عند المنشآت بعد تحديد أماكن هذه المنشآت .
المنشآت الكبرى وذات الأساسات السطحية المتقاربة	يتم اختيار الجسات بحيث تبعد عن بعضها من ١٥ إلى ٢٠ متر فى كلا الاتجاهين وبحيث يمكن تحديد قطاع جيولوجى دقيق على مسار أساسات المنشأ.
المنشآت الخفيفة وذات المساحات الكبيرة مثل المخازن	يتم أختيار أربع جسات على الأقل عند أركان المنشآت بالإضافة إلى جسات داخلية عند أماكن الأساسات المحتملة وبحيث تكون كافية لتحديد قطاع التربة . بحيث لا تقل عدد الجسات عن جسة لكل ١٠٠٠ متر مسطح.
السدود وخزانات المياه	يتم أختيار الجسات بحيث تكون المسافة بينها فى حدود من ٦٠ إلى ١٠٠ متر فى مناطق الأساسات وتقل المسافة بين الجسات عند خط منتصف المنشأ وتصبح حوالى ٣٠ متر . وتوزع الجسات عند مناطق التحميل والدعامات ومخارج المياه.
الحد الأدنى للجسات	يمكن عمل جسة كل ٣٠٠ متر مسطح بحيث لا تقل عن جستين لكل موقع.

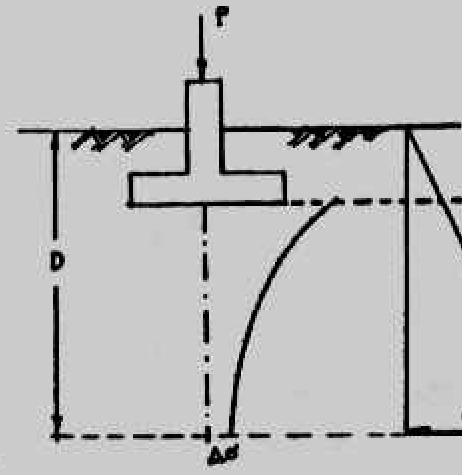
ويجب الحذر فى توقيع مواضيع الجسات حيث يجب اختبار المواضع بطريقة يمكن من اعطاء فكرة كاملة عن طبيعة التربة وطبقاتها بالموقع. كما يجب أن تؤخذ الجسات وتوزع فى أماكن المبانى والأعمال المدنية وليس بعيدا عنها. ويبين شكل (١-١١) توزيع الجسات فى موقع المبانى.



شكل (١-١١) توزيع الجسات فى مواقع المنشآت

جـ- أعمـاق الجسـات : Boring Depth تحدد أعماق الجسات بناءا على حجم المنشأ المراد تنفيذه ونوعه وكذلك على خواص الطبقات وتتابعها وانتظامها. ويجب النزول بالجسات لأعماق تتخطى الطبقات الغير صالحة للتأسيس مثل طبقات الردم الغير مضغوط أو طبقات المواد العضوية أو الرخوة أو الرمال المفككة، كذلك يجب النزول بالجسات خلال طبقات الطين الصلبة أو الرمل المدموك إذا تواجدت هذه الطبقات على أعماق سطحية.

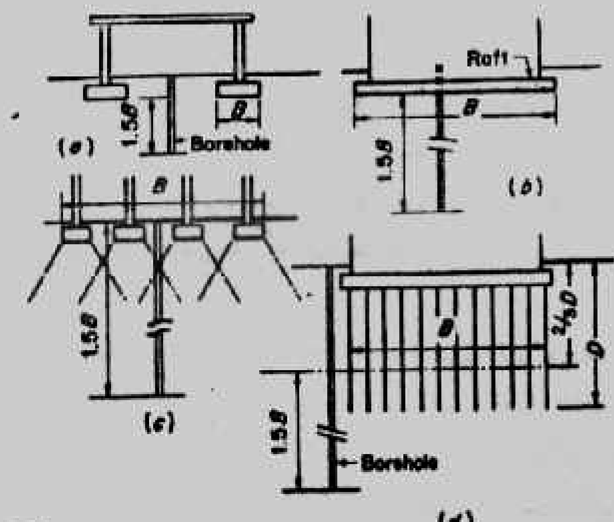
وعموما تحدد أعماق الجسات بالأعماق التى يصبح عندها الإجهاد الناشئ عن المنشآت صغير للدرجة التى لا تحدث أى انضغاط أو هبوط ملحوظ للمنشأ. وتحدد كثير من الاراء أن هذه الأعماق بالمناسيب التى يكون فيها الإجهاد الواصل من الأساس قد وصل إلى ١٠٪ من قيمته. ومن دراسة توزيع الإجهادات أسفل الأساس نجد أن ذلك يتحقق عن عمق مساو لضعف عرض الأساس شكل (١-١٢).



شكل (١-١٢) : الإجهـادات أسفـل الأساس

وعند إجراء الجسات يكون عرض الأساس غير معروف بعد، ولذلك وبحالة عامة فإن عمل الجسة يمكن أن يصل إلى ضعف عرض المبنى. ويصبح هذا الوضع غير منطقى بالنسبة للمبانى الواسعة ذات الدور الواحد مثلا، ولذلك فإن عمق من ٦ إلى ١٥ مترا كاف لمثل هذه الحالات.

وللمنشآت الهامة يجب أن يتم النزول بجسة على الأقل للطبقات الصخرية السفلية وبعمق فيها من ١,٥٠ إلى ٣,٠٠ مترا. وهناك اتجاه آخر يحدد عمق الجسة بالعمق الذى تصل فيه الإجهادات الواصلة من الأساسات إلى قيمة ٢٠٪ وهذا يتم على عمق مساو لمرة ونصف عرض الأساس (أو المبنى)، شكل (١-١٣). ويحدد الكود المصرى أعماق الجسات للمنشآت المختلفة فى جدول (١-٢).



شكل (١-١٣): عمـــق الجســـات

وفى حالة الأساسات الخازوقيـة يستحسن النزول بعمق بعض الجسات إلى ١٠ مترا أسفل كعوب الخوازيق. وفى المبانى العالية المرتكزة على خوازيق فيجب النزول بجسة واحدة على الأقل إلى عمق ٢٠-٣٠ مترا أسفل قاع الخوازيق.

رابعا : عينات التربة Soil Sampling :

من أغراض عمل الجسات الحصول على عينات من التربة وطبقاتها على طول الجسة. وعينـات التربـة تستخدم فـى أبحـاث توصيف ودراسـة التربـة والتعرف علـى بعـض صفاتهـا وخصـائصها. وعينات التربة المستخرجة من الجسات تكون إما عينات مقلقلـة وهـى نواتـج حفر أو عينات غير مقلقلة وهى عينات من التربة بوضعها وتركيبها الطبيعى لحدما.

أ- عينات مقلقلة Disturbed Samples : العينـات المقلقلـة تستخرج مــن الجســات أو حفـر الاستكشاف أو من نواتج حفر التربة بأى شكل من الأشكال. وتستخرج العينات من الجسات كل ١,٥٠ مترا على الأكثر أو عند كل تغير للطبقات. وتستخرج هذه العينـات فـى طريقـة الغسيل من أحواض الترسيب ومن الملعقة القياسية فى اختبار الاختـراق القياسـى ومـن خـلال جهاز الحفر (البلف) فى الجسات اليدوية بالقاسون. كما يمكن استخراج العينـات المقلقلـة مـن أدوات الجسة اليدوية. وتستخدم العينات المقلقلة فى تجارب التحليل الحبيبى وتوصيف التربـة وفى تعيين حدى السيولة واللدونة والوزن النوعـى والإنتفاخ الحر. كمـا تستخدم فـى تعيين محتوى المواد العضوية بالتربة.

ب- عينات غير مقلقلة Undisturbed Samples : العينات الغير مقلقلة تستخدم لمعرفة الخواص الميكانيكية للتربة فى الطبيعة مثل التصلب والتضاغط، مقاومة القص بالإضافة إلى

جدول (١-٢): متطلبات تحديد أعماق الجسات

مناطق البحث	أعماق الجسات
المنشآت الكبرى وذات الأساسات السطحية المتقاربة	تتحدد أعماق الجسات بحيث تصل إلى العمق الذى يصبح عنده الزيادة فى الاجهاد الرأسى الناتج من المنشآت أقل من ١٠٪ من وزن عمود التربة المؤثر . وعموماً فلابد من ألا يقل عمق الجسات عن ١٠ متر إلا فى حالة ظهور الصخر على أعماق سطحية وضمان استمراره.
الأساسات المنفصلة	تحدد أعماق الجسات بحيث تمتد أعماق تلك الجسات إلى أن يقل الاجهاد الرأسى داخل التربة عن ١٠٪ من قيمة إجهاد التأسيس . ويجب ألا يقل أعماق الجسات عن ١٠ متر من اقل منسوب بالموقع إلا إذا ظهرت طبقات صخرية عند أعماق سطحية فيتم النزول فى طبقات الصخر المتجانسة لعمق ٣ متر مع ضرورة التأكد من وجود فجوات أو تشققات داخل هذه الطبقات الصخرية من عدمه.
الحوائط الطولية والأرصفة	يتم تحقيق الجسات من ٠.٧٥ إلى ١.٥ مرة الأرتفاع الحر من الحائط أعمق من منسوب الأرض أمام الحائط وعندما تدل طبقات التربة على ضرورة دراسة الاتزان العميق فلابد من الوصول ببعض الجسات إلى الطبقات اللازمة لاتمام الدراسة .
دراسة اتزان الميول	لابد من النزول بأعماق الجسات إلى مستوى أقل من مستوى سطح الانهيار المحتمل وحتى الوصول إلى الطبقات الصلبة أو الوصول إلى الأعماق التى لا يمكن حدوث انهيار عندها.
الحفر العميق	يجب النزول بالجسات إلى عمق ($\frac{3}{4}$ ← ١) إلى مرة عرض الحفر المسنود أو المفتوح وفى حالة إذا ما كان قاع الحفر أعلى من منسوب المياه الأرضية وفى تربة متزنة فيمكن الوصول بأعماق الجسات من ١.٥ إلى ٢.٥ متر أعمق من منسوب قاع الحفرة على الأقل . وفى حالة إذا ما كان منسوب قاع الحفر أوطأ من منسوب المياه الأرضية فلابد من الوصول إلى نهاية الطبقات المنفذة للماء.
الجسور	يجب تحديد أعماق الجسات بحيث تزيد من نصف إلى مرة وربع الطول الأفقى لأسطح الميول فى الطبقات المتجانسة . وفى حالة ظهور الطبقات الرخوة فلابد من الوصول إلى الطبقات الصلبة.
السدود وخزانات المياه	يجب الوصول بأعماق الجسات إلى نصف عرض قاع السدود الترابية أو من مرة إلى مرة ونصف ارتفاع السدود الخرسانية فى الطبقات المتجانسة . ويمكن انهاء الجسات بعد اختراق الطبقات الغير منفذة للماء مسافة من ٣ إلى ٦ متر إذا استمرت هذه الطبقات بأعماق كبيرة.

أن هذه العينات تستخدم فى تعيين المحتوى المائى والنفاذية والكثافة (أو حده الأوزان).
وعملية الحصول على عينات غير مقلقلة تماما هى عملية فى غاية الصعوبة ولذلك فإننا نحصل على عينات ذات أدنى حد من القلقلة. وتحسب درجة القلقلة Degree of Disturbance للعينات من العلاقه الأتية :

$$A_R(\%)=\frac{D_o^2-D_i^2}{D_i^2}\,x\,100$$

حيث :

A_R = area ratio نسبة المساحة

D_o = Outside diameter of sampling tube القطر الخارجى لأنبوبة أخذ العينات

D_i = Inside diameter of sampling tube القطر الداخلى لأنبوبة أخذ العينات

وحينما تكون نسبة المساحة مساوية ١٠٪ أو أقل فإن العينة يمكن اعتبارها غير مقلقلة.
وأنابيب استخراج العينات التى يمكن اعتبارها غير مقلقلة يجب أن تصنع من حيث الأقطار والتخانات بحيث تحقق النسبة المذكورة. ويتوقف عدد العينات الغير مقلقلة على نوع المنشأ ومتطلبات التصميم والاختبارات المراد إجراؤها. وفى الطبقات الطينية فمن الضرورى أخذ عينة غير مقلقلة على الأقل كل ٢ مترا.

ويجب الأخذ فى الاعتبار عند استخراج العينات ما يلى :

- يستخدم سائل الحفر أو مواسير سند التربة بالعمق المطلوب عند تهييل التربة.
- لا تستخدم المياه فى الحفر عند استخراج عينات من أعلى منسوب المياه الجوفية.
- يجب ملئ الحفر بالمياه أو بسائل الحفر عند استخراج عينات من أسفل منسوب المياه الجوفية.
- يجب المحافظة على عينات التربة الضعيفة أو المفككة والموجودة أسفل التربة القوية أو الكثيفة فى نفس العينة.

ويجب الحرص عند نقل العينات الغير مقلقلة من الموقع للمعمل. فيجب عند استخراج العينات تغليفها بالشمع المنصهر بطريقة جيدة تضمن عزل العينات تماما حتى لا تفقد الماء أو أى من خصائصها كما يجب رص العينات بعد كتابة البيانات عليها فى صندوق خشبى يحفظ بعيدا عن الشمس والحرارة والإهتزاز . ويجب نقلها بسرعة وبرفق للمعمل. وعند اختبارها تزال طبقات الشمع الرقيقة التى تكون قد تجمدت عليها. ويجب كتابة بيانات العينة على ورقة بحبر لا يمحى أو بحبر عادى مع تغليف الورقة بالشمع المنصهر أيضا حتى لا تتعرض بيانات العينة للتلف. وعادة ما تكون بيانات العينة هى اسم الموقع ورقم الجسة وعمق العينة.

Example 1-1 : What is the area ratio of 5.08 cm thin wall sample tube, inside diameter is 4.763 cm.

Solution :

$$A_R(\%)=\frac{D_o^2-D_i^2}{D_i^2}x\,100$$

$$=\frac{(5.08)^2-(4.763)^3}{(4.763)^3}x\,100=13.75\%$$

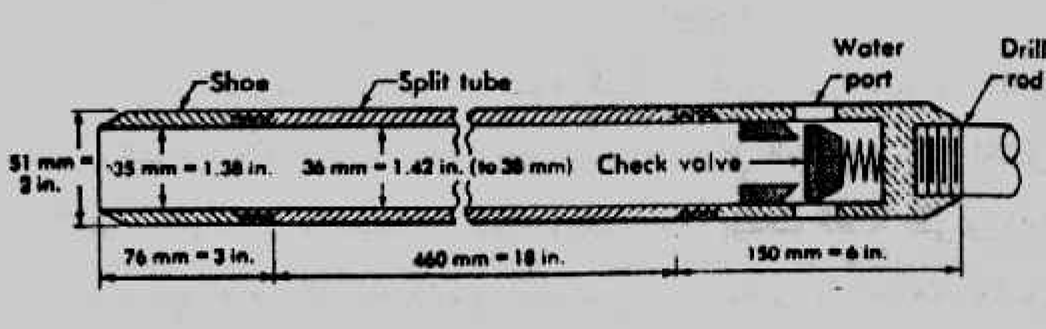
جـ- <u>طرق الحصول على العينات</u> : **Sampling Methods** :

١- ملعقة أخذ العينات **Split-Spoon Sampler** : يبين الشكل (١-١٤) ملعقة أخذ العينات.

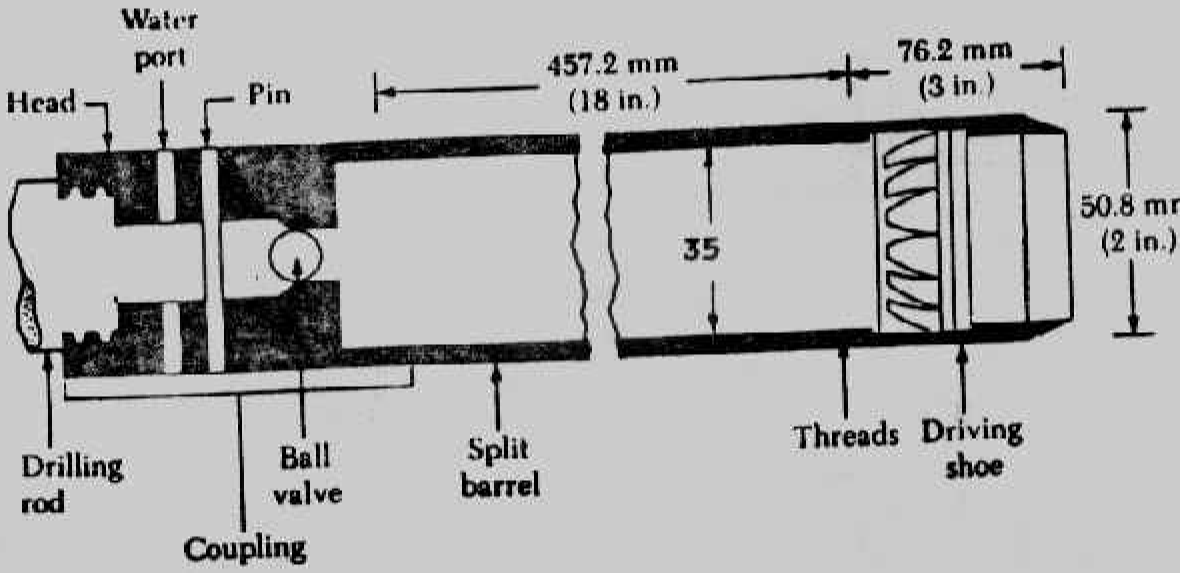
وهى تستخدم لأخذ العينات من الجسة حيث تزال أدوات التثقيب ثم تنزل الملعقة إلى قاع الجسة وتغرز فى التربة بواسطة الدق عليها بمطرقة قياسية تركب على قضيب التثقيب والذى تركب فى نهايته الملعقة.

والمطرقة القياسية وزنها ٦٢٢,٧٢ نيوتن (أى ٦٣,٥ كجم أو ١٤٠ رطل) وتسقط من ارتفاع حر مقداره ٧٦سم وترفع المطرقة وتترك لتسقط حتى يتم اختراق مسافة ٣٠سم الأخيرة من الملعقة فى التربة عند العمق المراد فحصه. ويسمى عدد الدقات اللازمة لاختراق هذه المسافة بمقاومة التربة للاختراق **Standard Penetration Number , (N)** . وبالإضافة لتعين عدد الدقات **N** فإنه بعد رفع الملعقة تؤخذ من داخلها عينات غير مقلقلة تستخدم فى فحص وتصنيف التربة.

وحينما تكون التربة خشنة مثل الرمل فإنه من الصعوبة استخراج عينات منها. وعلى ذلك فإنه يمكن تركيب لقمة إمساك داخل الملعقة **Spring core catcher** والمبينة فى شكل (١-١٥). وهذه الطريقة فى أخذ العينات تدخل ضمن اختبار الاختراق القياسى **Standard penetration test** .



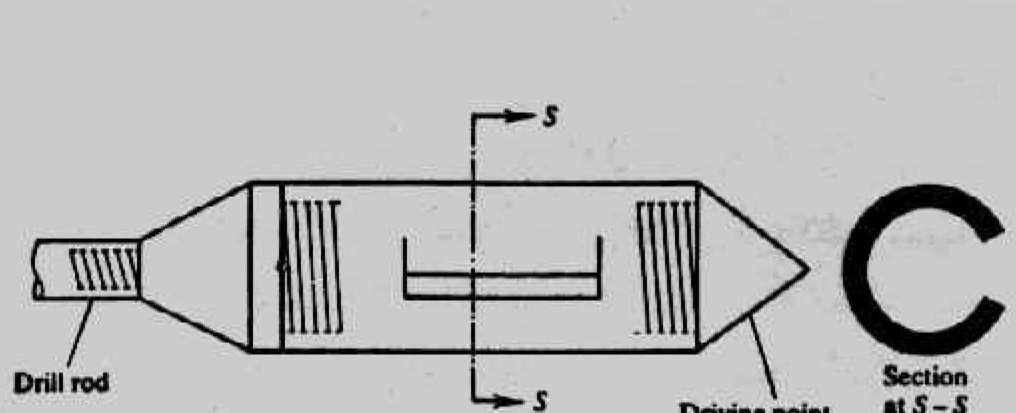
شكل (١-١٤): ملعقة أخذ العينات.



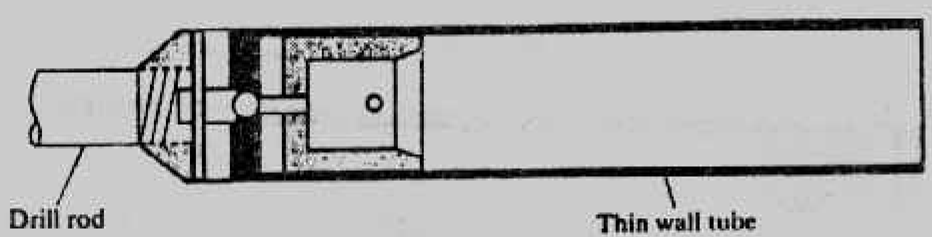
شكل (١-١٥): ملعقة عينات بلقمة إمساك

٢- الدلو الكاشط Scraper Bucket : حينما تكون التربة عبارة عن رمل مختلط بحصى فإنه يصعب الحصول على عينات بواسطة الملعقة ذات الماسك لأن الحصى قد يمنع الماسك من الإنغلاق. وفى هذه الحالة يمكن استخدام الدلو الكاشط للحصول على عينات مقلقلة. والدلو الكاشط له سن اختراق كما يمكن توصيله بقضيب الثقب. وعند استخراج العينات بدفع الدلو فى التربة ثم يلف فتسقط التربة المكشوطة إلى داخل الدلو. شكل (١-١٦).

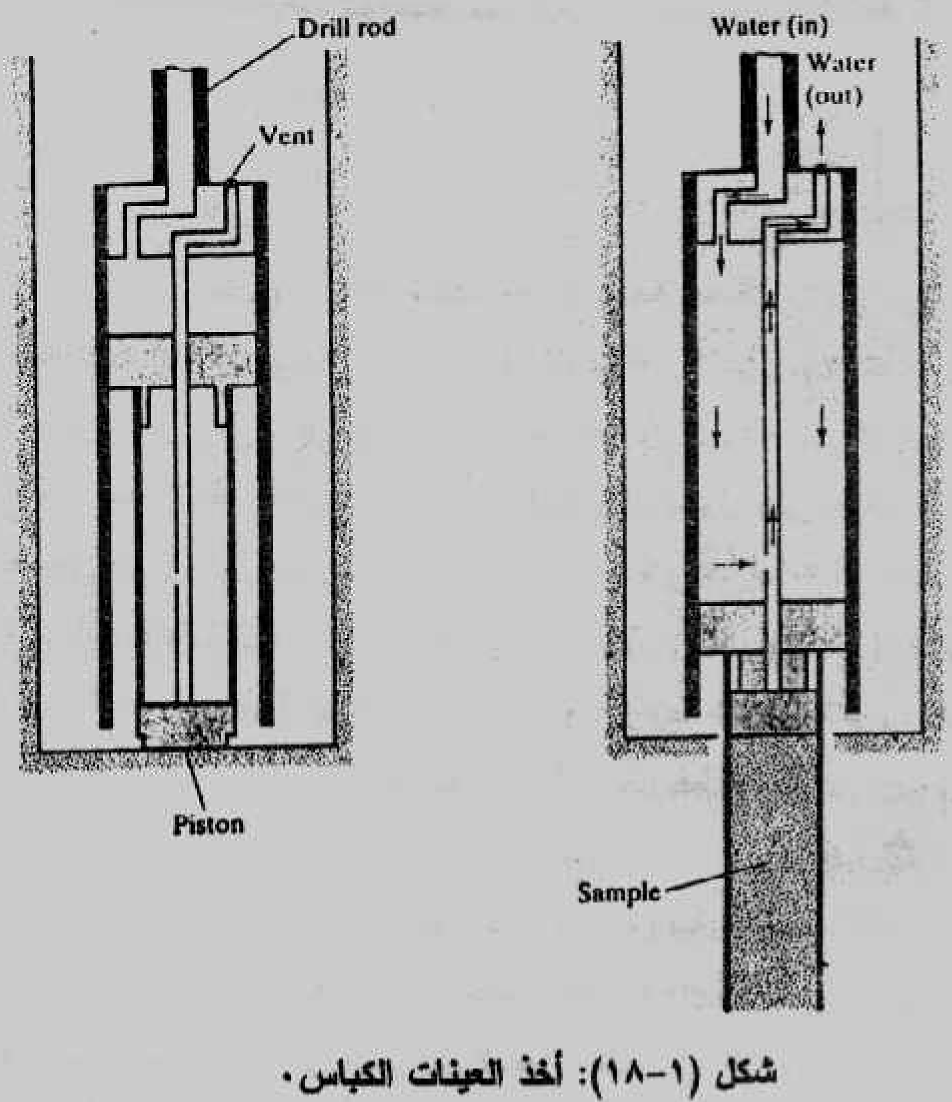
٣- الأنبوبة رفيعة الجدران Thin Wall Tube : الأنبوبة رفيعة الجدران تعرف بأنابيب شلبى Shelby Tubes وهذه الأنبوبة تصنع من الصلب بقطر داخلى ٥٠,٨مم وبقطر خارجى٧٦,٢مم ولها نهاية حادة. ويمكن لهذه الأنبوبة أن توصل بقضيب الثقب. وتستخدم أنابيب شلبى فى الحصول على عينات غير مقلقلة من التربة الطينية وذلك بإنزال قضيب الثقب وبه أنبوبة العينات ويدفع فى التربة فتدخل التربة داخل الأنبوبة. وبعد الرفع من التربة تفك الأنبوبة بما بها من تربة وترسل للمعمل. شكل (١-١٧).



شكل (١-١٦): الدلو الكاشط.



شكل (١–١٧): أنابيب شلبى الرفيعة.



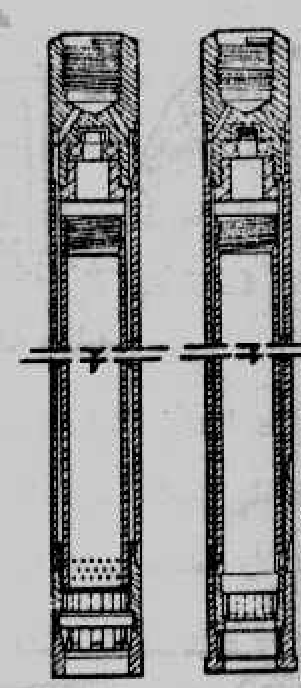
شكل (١–١٨): أخذ العينات الكباس.

٤– آخذ العينات الكباس Piston Samper : حينما تكون العينات الغير مقلقلة ذات قطر أكبر من ٧٦,٢مم فإنها تكون معرضة للسقوط. ولذلك فإن آخذ العينات الكباس يكون مفيدا فى هذه الحالة. شكل (١–١٨). ويتكون أخذ العينات الكباس من أنبوبة رفيعة بمكبس. وفى البداية تكون الأنبوبة مغلقة بالمكبس وينزل آخذ العينات إلى قاع الحفرة وحينئذ تدفع الأنبوبة فى التربة هيدروليكيا بواسطة المكبس ويترك الضغط خلال ثقب فى قضيب الكبس للمحافظة على بقاء العينة عند رفع أخذ العينات من التربة والعينات التى يتم الحصول عليها بهذه الطريقة ذات قلقلة أقل من العينات التى يتم الحصول عليها بأنابيب شلبى.

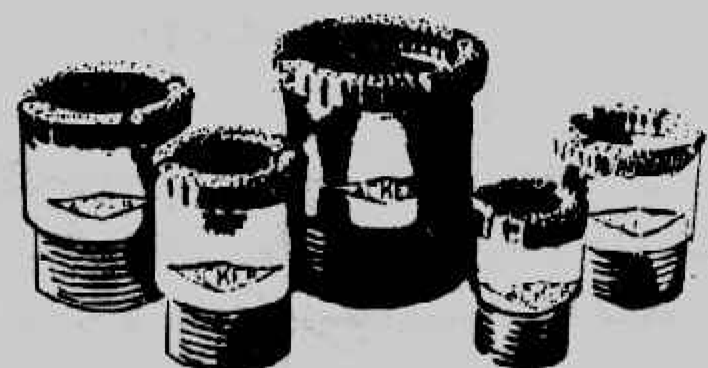
٥- عينـــات الصخــــر Rock Sampling : عينـات الصخـر يمكـن الحصـول عليهـا بواسـطة اسطوانات العينــة Core Barrels شـكل (١-١٩) وهـذه الإسـطوانات توجـد علـى أنـواع مختلفة وحجوم وأطوال متنوعة. واسطوانات العينات الصخرية مرودة بلقم قطـع مصنوعـة من الماس أو التنجستين أو الكربيت. حيث يستخدم الماس للصخـر و التنجسـتين أو الكربيـت لعينات الطين الجامد. ويتم أخذ العينات عن طريـق الحفـر بـالدوران. ولقـد سبق القـول أن اسطوانات القطع منها ما هو مفرد ومنها ما هو مزدوج.



Diamond-studded rock-coring bits. (Courtesy of Law Engineering Testing Co.)



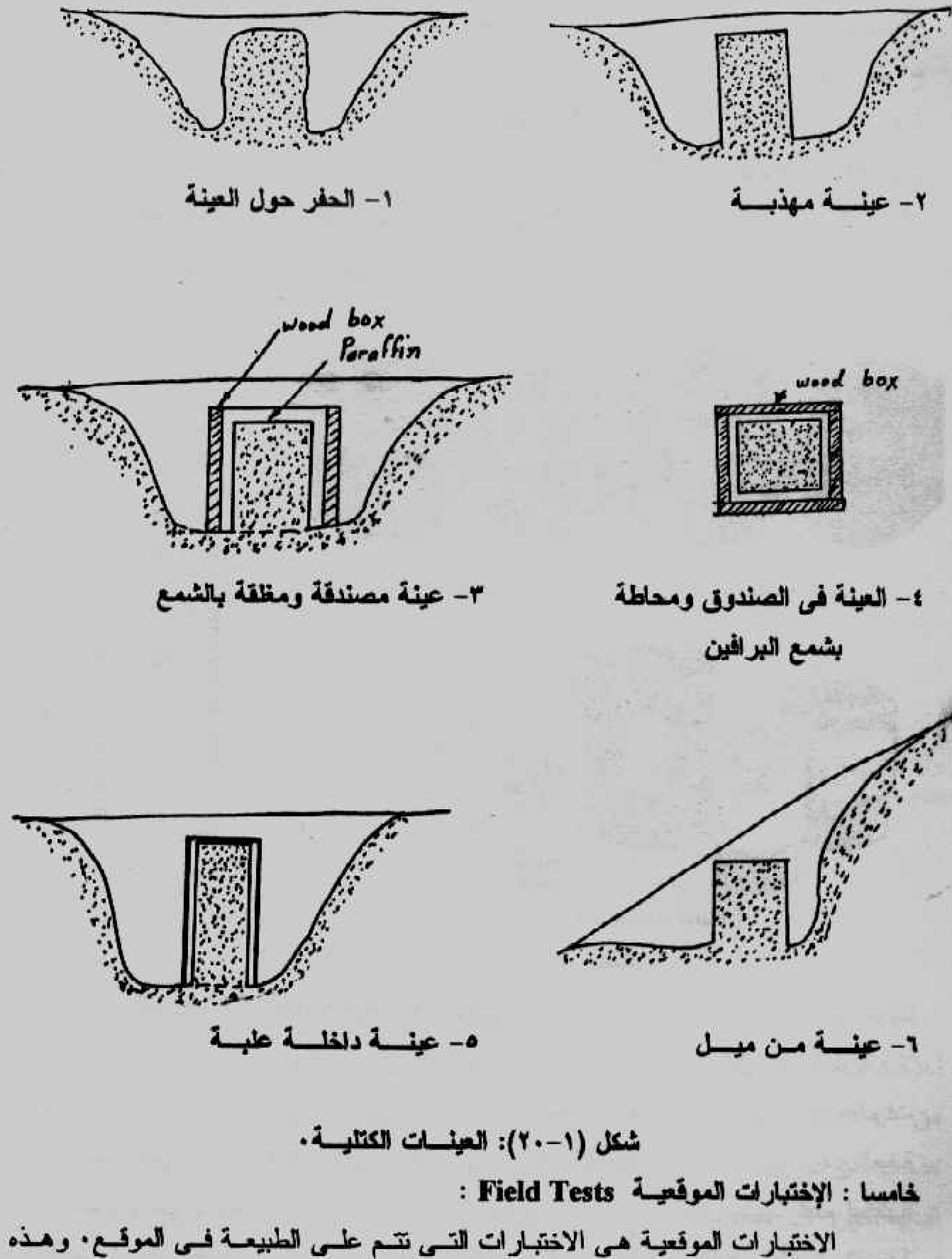
double-tube core barrel



Diamond coring bits

شكل (١-١٩): اسطوانات عينات الصخر.

٦- العينـــات الكتليــة Chunk Sampling : العينات الكتلية يمكن الحصول عليها بالحفر يدويـا بعناية فى التربة ويمكن الحصول على كتلة غير مقلقلة تماما من التربة لأن هذه الطريقـة لا تستخدم معدات أو أنابيب وهى التى تسبب قلقلـة للتربـة. ويوضـح شـكل (١-٢٠) خطـوات الحصول على العينات الكتلية الغير مقلقلة ويجب عمل الإحتياطات اللازمة عند رفـع العينـة وحفظها ونقلها للمعمل ويمـيز هذه الطريقـة سـهولتها ورخصهـا ولكـن يعيبهـا عدم إمكانيـة الحصـول على عينات من أعماق بعيدة حيث يمكن استخدام هذه الطريقة فى الأعماق القريبـة فقط بحد أقصى ١٠ مترا.



شكل (١-٢٠): العينـــات الكتليـــة.

خامسا : الإختبارات الموقعيـة Field Tests :

الاختبارات الموقعية هى الاختبارات التى تتم علـى الطبيعـة فـى الموقـع. وهـذه الاختبارات تعطى نتائجا طبيعية دقيقة، والعينات التى تستخرج من التربـة ومهما قلت درجة قلقلتها لا تعطى نتائجا طبيعية ودقيقة مائة فى المائة، ولذلك فإن الاختبارات الموقعية تعطى أفضل وأدق النتائج بغض النظر عن ارتفاع تكاليف تنفيذها.

أ – اختبار الاختراق القياسى Standard Penetration Test (SPT) : اختبار الاختراق القياسى هو أهم الاختبارات الحقلية وهو اختبار للاختراق الديناميكى للتربة. وهذا الاختبار ينفذ على أعماق مختلفة على طول الجسة وخاصة عند المنسوب المتوقع للتأسيس. وفى هذا الاختبار يتم دق ملعقة أخذ العينات القياسية Split-Spoon Sampler لمسافة ٤٦سم (١٨ بوصة) فى التربة عند قاع الحفر الجسة (منسوب الاختبار). وتستخدم فى عملية الدق مطرقة وزنها ٦٢,٧٢ نيوتن (٦٣,٥ كجم أو ١٤٠ رطل) تسقط من ارتفاع حر قدره ٧٦سم (٣٠بوصة) وشكل (١–١٨) يبين كيفية إجراء الاختبار. ويحسب عدد الدقات اللازمة ليتم اختراق مسافة ٣٠,٥سم (١٢ بوصة) الأخيرة من ملعقة أخذ العينات فى التربة ويطلق على هذا العدد N. ويتم الحساب بوضع علامات على قضيب الاسترشاد (Guide rod) كل ١٥سم. وتدق المعلقة فى ١٥سم الأولى. ثم يؤخذ عدد الدقات المقابل لاختراق ١٥سم الثانية و١٥سم الثالثة، ولا تحسب الدقات الزائدة عن ٥٠ دقة وتكون N فى هذه الحالة أكبر من ٥٠ .

والملعقة القياسية تتكون من ثلاثة أجزاء متصلة ببعضها بقطر خارجى قدره ٥١مم والحد الأدنى لطول الجزء الأوسط هو ٤٥٧مم ولقمة الحفر (الكعب) طولها ٧٦مم والقطر الداخلى للمعلقة هو ٣٥مم. ويمكن زيادة القطر الداخلى إلى ٣٨,١ مم على أن تغلف الملعقة من الداخل بغشاء بسمك ١,٥ مم. ويجب أن تكون لقمة الحفر من الصلب المقوى ومعده بقلاوظ بحيث يمكن استبدالها عند الحاجة. شكل (١–١٤). وتتأثر قيمة N بعاملين. أولهما هو وجود منسوب للمياه الجوفية وثانيهما هو وزن التربة أعلى منسوب الاختبار. ولذلك فإن قيم N تخضع للتصحيح بسبب هذين المعاملين.

وفى حالة الرمل الرفيع والطمى فإن N تصحح إذا كانت بقيمة أكبر من ١٥ دقة بالمعادلة الأتية :

$$N_{corrected} = 15 + \frac{1}{2}(N - 15) \qquad (1\text{-}1)$$

و N فى المعادلة هى المقاسة فى الاختبار. وللتربة الخشنة تصحح N نتيجة لتأثير أوزان التربة فوق منسوب الاختبار (الإجهاد المؤثر σ_v) وقيمة N المقاسة من الاختبار عند إجهاد مؤثر معين يجب أن تعدل لتناسب قيمة قياسية للإجهاد المؤثر σ_v هى :

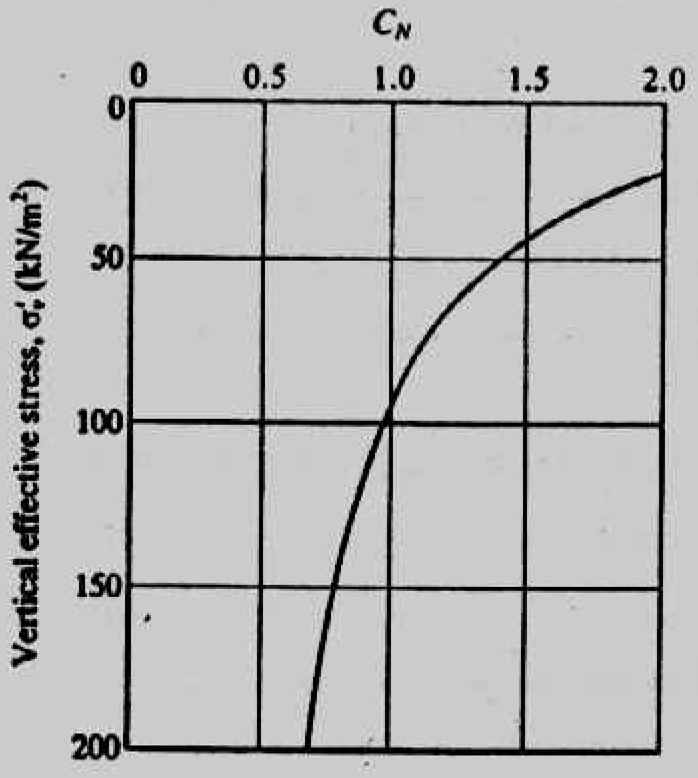
$$N_{corrected} = C_N N_F \qquad (1\text{-}2)$$

Where : C_N = correction factor
N_F = N-value obtained from the field

وقدم ليوا و وايت مان (Liao and Whitman, 1986) أفضل معامل للتصحيح بالمعادلة الآتية:

$$C_N = 9.78\sqrt{\frac{1}{\sigma_v (kN/m^2)}} \qquad (1\text{-}3)$$

كما يمكن إيجاد قيمة C_N من الشكل (١-٢١).



شكل (١-٢١): تعيين C_N

وبالإضافة للحصول على عينات غير مقلقلة من هذا الاختبار فإنه يعطى معلومات مفيدة عن التربة حيث يمكن استنتاج قوام الطين ومقاومة الضغط الغير محصول من قيمة عدد الدقات N كما هو مبين فى جداول (١-٣)(١-٤).

جدول (١-٣): علاقة N وقوام التربة المتماسكة المشبعة.

Consistency of saturated cohesive soils†

Consistency	*N*	Remarks
Very soft	0–2	Squishes between fingers when squeezed
Soft	3–5	Very easily deformed by squeezing
Medium	6–9	
Stiff	10–16	Hard to deform by hand squeezing
Very stiff	17–30	Very hard to deform by hand
Hard	> 30	Nearly impossible to deform by hand

جدول (١-٤): العلاقة بين N وقوام الطين و q_u .

Consistency of Clays and Approximate Correlation to the Standard Penetration Number, *N*

Standard penetration number, *N*	Consistency	Unconfined compression strength, q_u (kN/m²)
0–2	Very soft	0–25
2–5	Soft	25–50
5–10	Medium stiff	50–100
10–20	Stiff	100–200
20–30	Very stiff	200–400
>30	Hard	>400

جدول (١-٥) : علاقة N، ϕ

Empirical values for ϕ, D_r, and unit weight of granular soils based on the SPT at about 6 m depth and normally consolidated

Description	Very loose	Loose	Medium	Dense	Very dense
Relative density D_r	0 — 0.15	0.15 — 0.35	0.35 — 0.65	0.65 — 0.85	0.85
SPT *N* : fine	1–2	3–6	7–15	16–30	?
medium	2–3	4–7	8–20	21–40	>40
coarse	3–6	5–9	10–25	26–45	>45
ϕ: fine	26–28	28–30	30–34	33–38	
medium	27–28	30–32	32–36	36–42	<50
coarse	28–30	30–34	33–40	40–50	
γ_{wet}, pcf	70–100†	90–115	110–130	110–140	130–150
(kN/m³)	(11–16)	(14–18)	(17–20)	(17–22)	(20–23)

† Excavated soil or material dumped from a truck will weigh 11 to 14 kN/m³ and must be quite dense to weigh much over 21 kN/m³. No existing soil has a D_r = 0.00 nor a value of 1.00—common ranges are from 0.3 to 0.7.

جدول (١-٦): علاقة N والكثافة النسبية

RELATIVE DENSITY OF SAND—STANDARD PENETRATION TEST (After Terzaghi and Peck[7.12])

Blows	Relative Density
0–4	Very loose
5–10	Loose
11–20	Firm
21–30	Very firm
31–50	Dense
51+	Very dense

جدول (١-٧) : علاقة N، ϕ، Dr

Relation between *N*-values, Relative Density, and Angle of Friction in Sands

Standard penetration number, *N*	Approximate relative density, D_r (%)	Approximate angle of friction of soil, ϕ (deg)
0–5	0–5	26–30
5–10	5–30	28–35
10–30	30–60	35–42
30–50	60–95	38–46

ب- اختبارات أخرى للاختراق **Other Penetration Test** :

يبين شكل (١-٢٢) طرق أخرى لاختبار الإختراق والتى تستخدم المخروط بدلا من الملعقة، ومن هذه الاختبارات ما يسمى بتجارب الاختراق بالمخروط الديناميكى، وفيها يتم دق مخروط مثبت فى نهاية قضبان بواسطة مطرقة ذات وزن وسقوط محددين، وجهاز الإختراق الديناميكى يتكون من رأس مخروطية الشكل من الصلب بزاوية رأس مقدارها ٦٠ ° ، وهذا الجهاز قد يكون خفيفا أو متوسطا أو ثقيلا حيث يكون قطر المخروط لها على الترتيب هو ٢٥,٦، ٣٥,٦، ٤٣,٧ مم وقطاع للمخروط مساحته ٥، ١٠، ١,٥سم٢ ، ويتم الدق على مواسير الإختراق المتصل بها المخروط بمعدل ٢٠ دقة فى الدقيقة بدون توقف باستخدام مطرقة وزنها ١٠كجم لأجهزة الإختراق الخفيفة، ٢٠ كجم للأجهزة المتوسطة، ٥٠ كجم للأجهزة الثقيلة بسقوط قدره ٥٠سم،ويسجل عدد الدقات اللازمة لإختراق المخروط ٢٠ سم فى التربة، ويعرف عدد هذه الدقات بالاختراق الديناميكى،

كما يوجد اختبار آخر يسمى بالمخروط السويدى، حيث يستخدم مخروط حلزونى طوله ٢٠سم وأقصى قطر له من ٣٠ إلى ٣٥ مم وتستخدم ١٠٠كجم للتحميل على المخروط مع لفه إلى أن يخترق التربة ويحسب عدد أنصاف اللفات اللازمة لاختراق المخروط للتربة،

جـ- اختبار الاختراق بالمخروط **The Cone Penetration Test (CPT)** :

اختبار الإختراق بالمخروط أو اختبار المخروط الإستاتيكى اختبار بسيط يستخدم بسهولة فى التربة الطينية اللينة أو الرمل الناعم إلى متوسط ويصعب استخدام هذا الاختبار فى الطين الجامد أو الصلب وفى الزلط أيضا وينفذ هذا الاختبار بدفع مخروط قياسى بزاوية رأس مقدارها ٦٠ ° وقطر قاعدته ٣٥,٧مم وبمساحة مقطع مقدارها ١٠سم٢ ويتم الدفع فى التربة بمعدل ٢٠مم/ثانية، ويقاس إجهاد الدفع وهو مقدار مقاومة التربة لاختراق المخروط بها ويسمى Static Cone Resistance q_c شكل (١-٢٣) وتوجد علاقات رابطة بين N, q_c مثل :

للتربة الرمليــة :

$$q_c = \frac{N}{400-600} \quad \text{.....(1-4)}$$

للتربة الطينية :

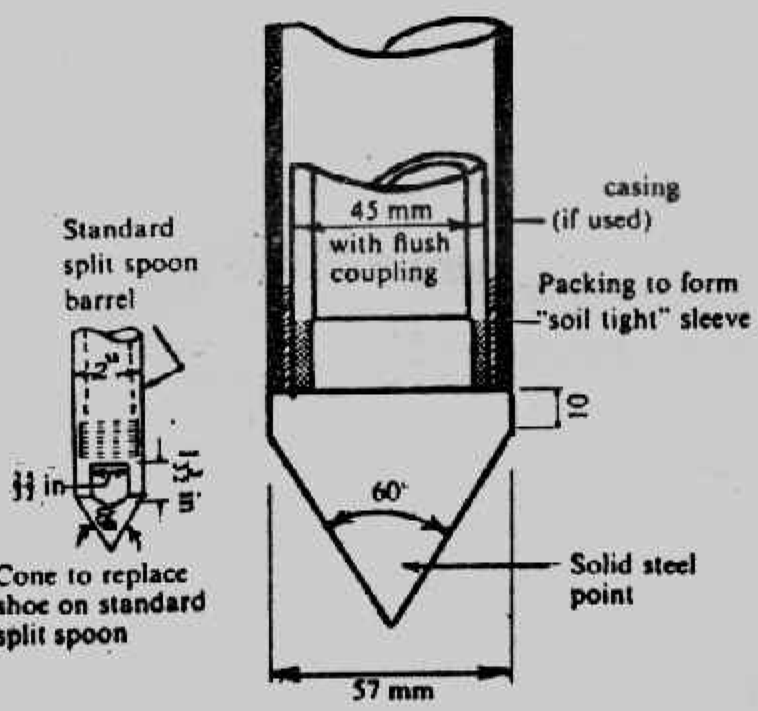
$$q_c = \frac{N}{800-1000} \quad \text{.....(1-5)}$$

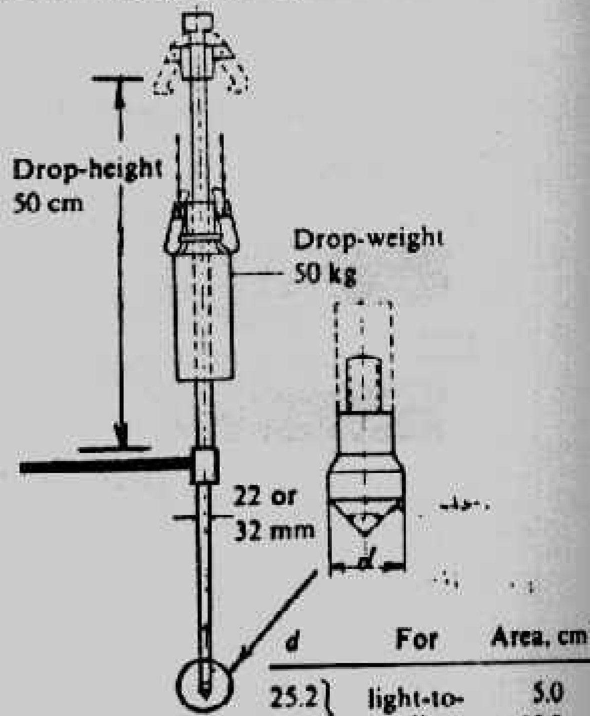
حيــث :

N = Standard penetration number

q_c = Static cone resistance, kN/m2

Tombi type trip release as used in Japan for the SPT as well as for dynamic cone

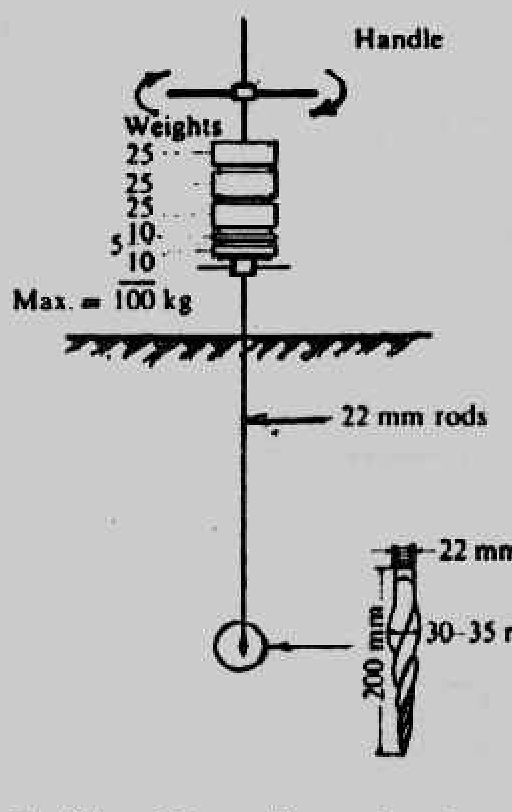




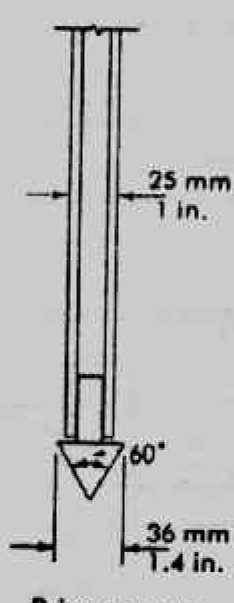
d	For	Area, cm²
25.2 } 35.6 }	light-to-medium	5.0
		10.0
43.7	heavy	15.0

Two dynamic type cones driven using the SPT or larger drive weights.

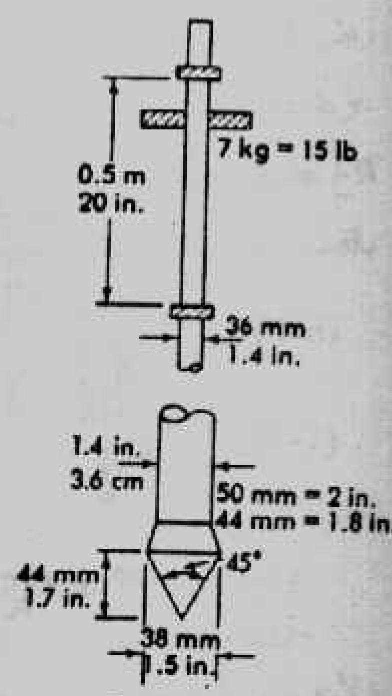
Dynamic cone penetration test.



Swedish weight sounding equipment.



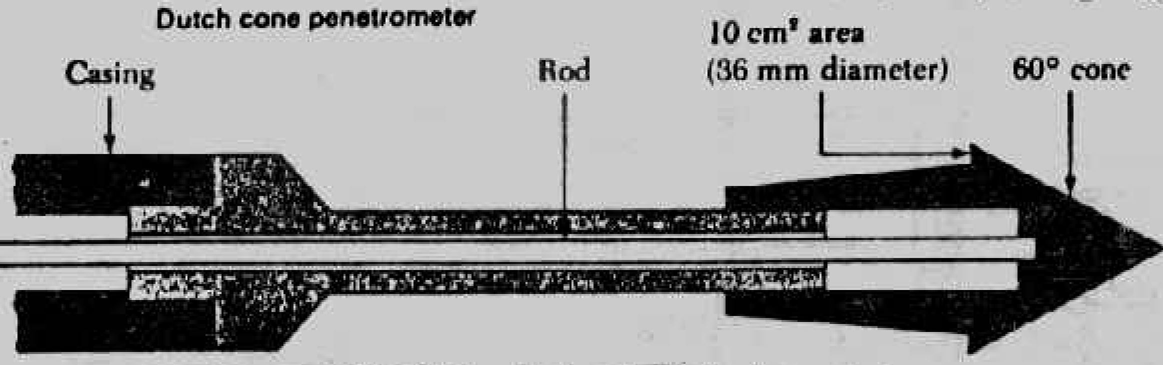
Drive cone on 25 mm drill rod



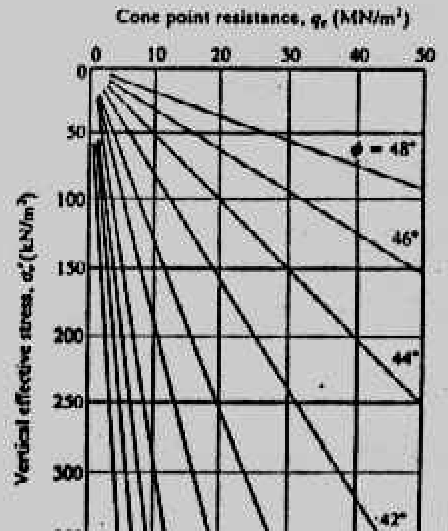
Dynamic cone

شكل (١-٢٢): اختبارات أخرى للإختراق.

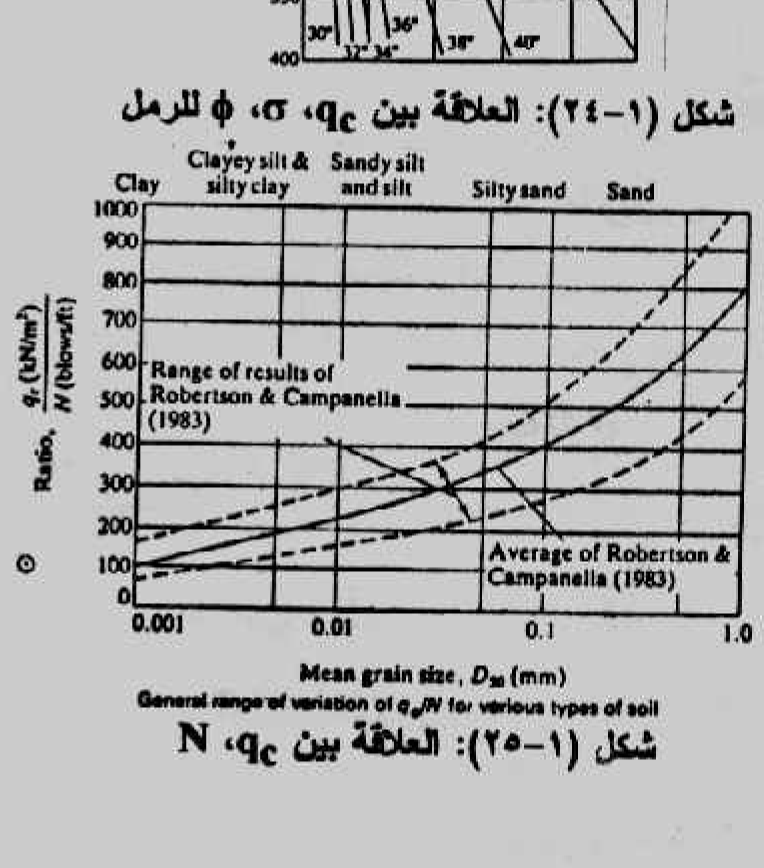
ويمكن من قيمة q_c تعيين زاوية الإحتكاك الداخلى للتربة الخشنة شكل (١-٢٤)، كما يمكن تعيين قوام التربة الناعمة بمعرفة قيمة q_c ويعطى شكل (١-٢٥) العلاقة العامة بين N, q_c ، ويعطى شكل (١-٢٦) أنواعا أخرى للمخروط الإستاتيكى.



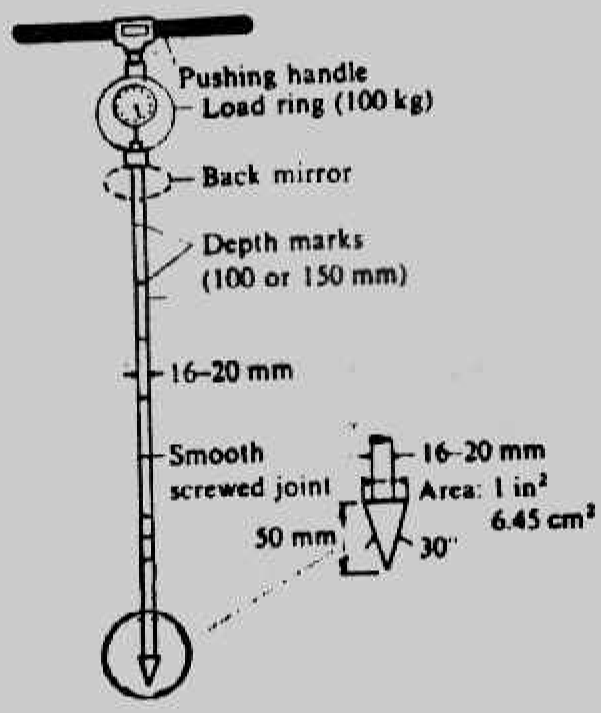
شكل (١-٢٣): الإختراق بالمخروط الإستاتيكى.



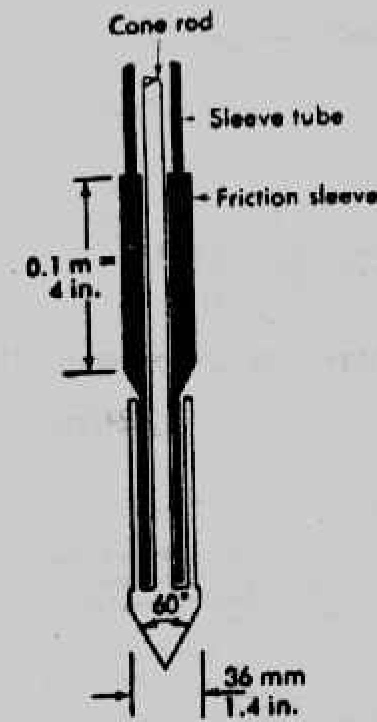
شكل (١-٢٤): العلاقة بين q_c، σ، φ للرمل



شكل (١-٢٥): العلاقة بين q_c، N



Hand held pentrometer for shallow depths. The resistance is read in mirror from load ring gauge necessary to push the cone 50 mm into soil.



Dutch cone with friction sleeve

شكل (١-٢٦): أنواع أخرى للمخروط الإستاتيكى.

د- اختبار مروحة القص **Vane Shear Test :**

اختبار مروحة القص من الاختبارات التى تجرى بالموقع أثناء عمل الجسة لتعيين مقاومة القص الغير منصرف فى الموقع للتربة الطينية. وجهاز مروحة القص يتكون من أربع ريش فى نهاية قضيب يمكن زيادة طوله على وصلات. شكل (١-٢٧) ويؤخذ طول الريش إلى عرضها كنسبة ٢ : ١ دائماً. وتنفذ تجربة مروحة القص فى الموقع بدفع الريش فى التربة عند قاع حفرة الجسة والعزم المحورى المبذول عند قمة قضيب لف الريش سوف يسبب إنهيار بالقص على شكل إسطوانى يحيط بالريش. وأقصى عزم مبذول هو :

$$T = C_u \pi D^2 \left(\frac{H}{2} + \frac{D}{6} \right) \qquad \text{.......(1-6)}$$

or

$$C_u = \frac{T}{\pi D^2 \left(\frac{H}{2} + \frac{D}{6} \right)} \qquad \text{.......(1-7)}$$

Where : T = maximum torque applied. D = diameter of the vanes

C_u = underained shear strength (ϕ = 0 concept), H = height of the vanes

ولأغراض التصميم تصحح قيم القص الناتجة كما يلى :

$$C_{u(corrected)} = \lambda C_{u(field)} \qquad \text{.......(1-8)}$$

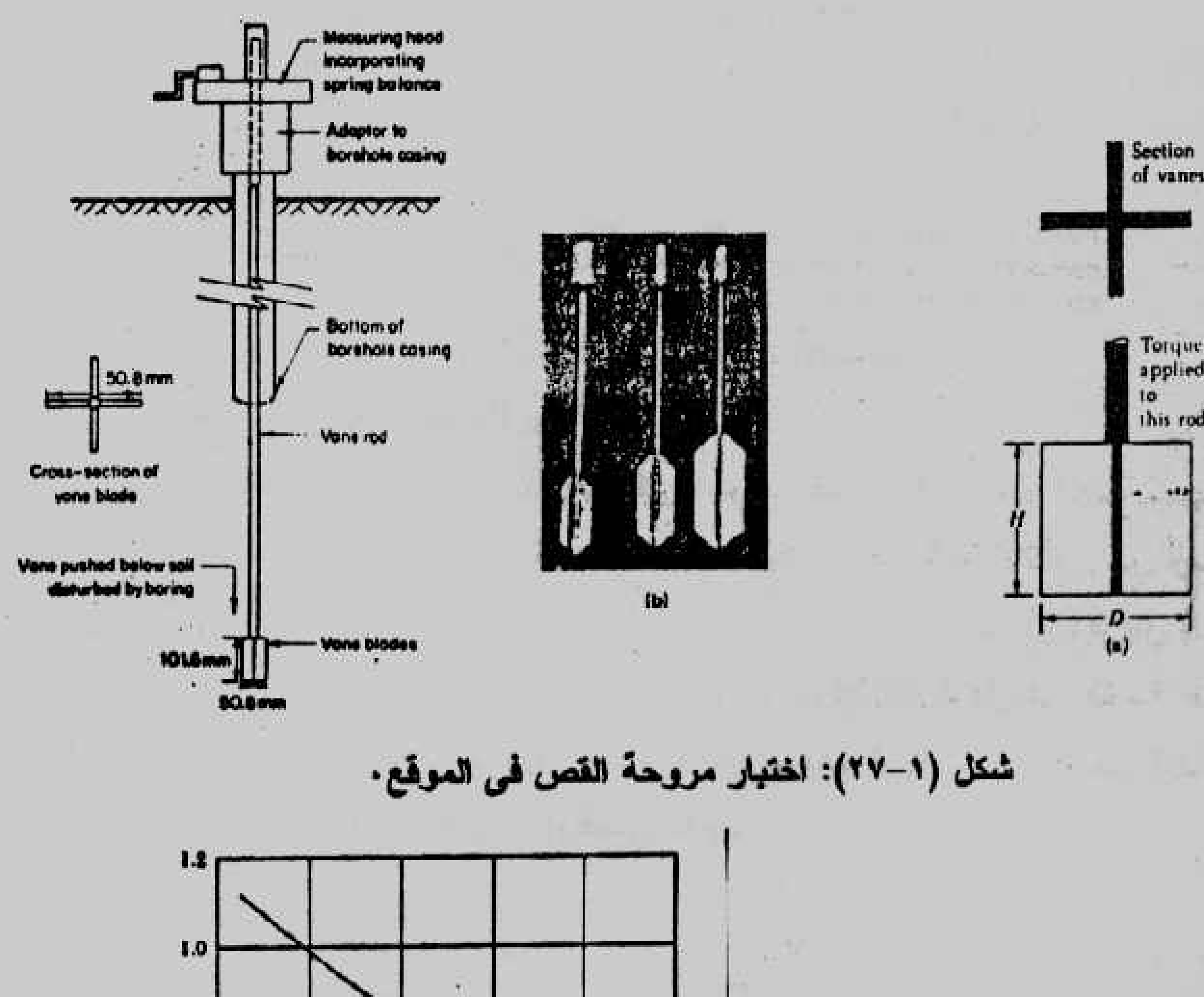
where : λ = correction factor

وقد يكون التصحيح باستخدام معامل اللدونة شكل (١-٢٨) وقد يكون طبقا لأبحاث أحدث منسوبا لقيمة Cu(field) إلى قيمة الإجهاد الفعال σ_v شكل (١-٢٩)٠ ومن هذا الاختبار يمكن تقدير قيمة نسبة سبق التصلب Overcosolidation ratio, OCR لتربة الطين فى الموقع من العلاقة العملية الأتية :

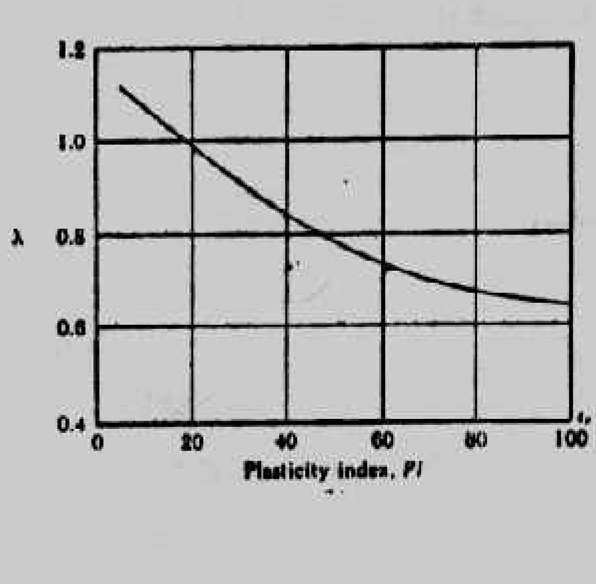
$$OCR=\beta\left[\frac{C_{u(field)}}{\sigma'_v}\right] \qquad (1\text{-}9)$$

Where : σ'_v = presnet effective overburden pressure.

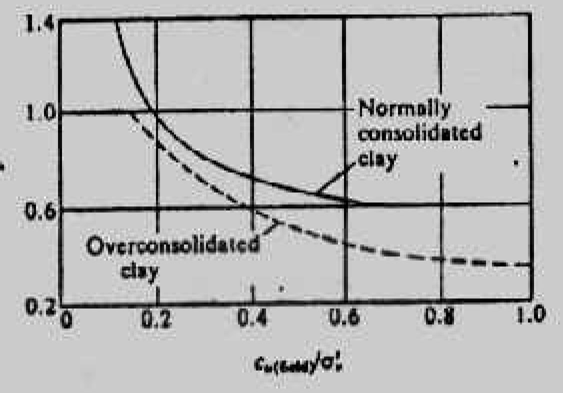
$\beta = 22(PI)^{-0.48}$ (where PI = Pasticity index)



شكل (١-٢٧): اختبار مروحة القص فى الموقع٠



شكل (١-٢٨): التصحيح بمعامل اللدونة٠



شكل (١-٢٩): التصحيـح بالتصلـب.

و-تعيين معامل النفاذية فى الموقع :

توجد طرق كثيرة لتعيين معامل النفاذية فى الموقع وأهم وأسهل الطرق هما طريقة النهاية المفتوحة وطريقة الحشوة.

١- اختبار النهاية المفتوحة Open End Test : فى هذا الاختبار تنفذ الحفرة حسب العمق المطلوب ثم تنزل ماسورة إلى قاع الحفرة. وتسحب المياه من أعلى الماسورة وهذه المياه هى التى تسرب من خلال قاع الحفرة. ويكون سحب المياه بمعدل ثابت ويكون منسوب المياه فى الماسورة ثابتا وتقدر كمية المياه المسحوبة ثم يحسب معامل النفاذية كما يلى :

$$K = \frac{Q}{5.5rH} \qquad \text{.......(1-10)}$$

Where : K = Coefficient of premeability.

Q = Constant rate of supply of water to the borehole

r = Inside radius

H = Differential head of water

والمعادلة السابقة تصلح لأى نوع من الوحدات كما أن H معرفة فى الشكل (١-٣٠) وهى تتكون من جزئين :

$$H = H_{gravity} + H_{pressure} \qquad \text{.......(1-11)}$$

٢- اختبار الحشوة Packer Test : هذا الاختبار يمكن تنفيذه فى جزء من حفرة الجسة أثناء أو بعد تنفيذها حيث تدفع المياه تحت ضغط بمعدل ثابت إلى هذا الجزء من الحفرة. ومعامل النفاذية يعين من :

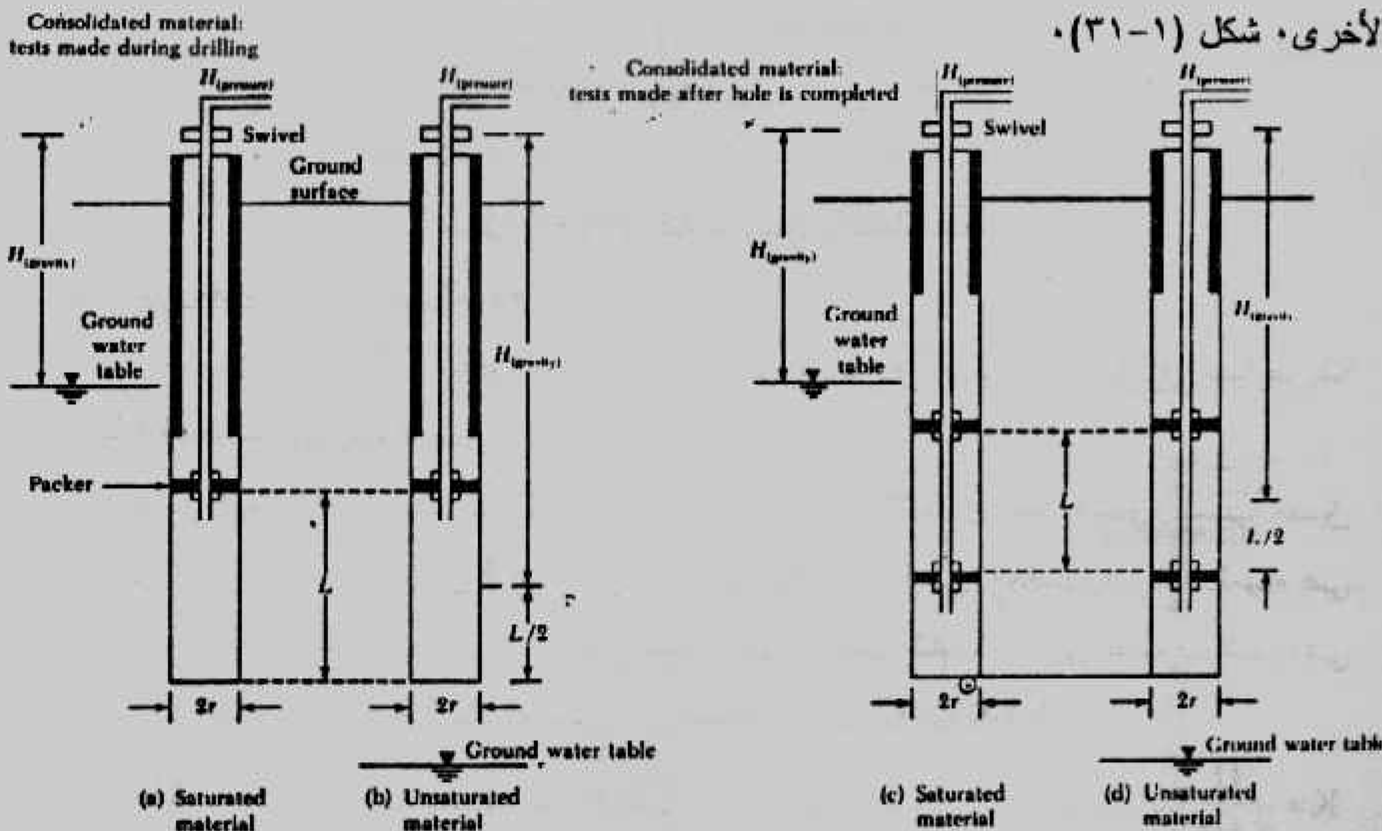
$$K = \frac{Q}{2\pi LH}\log_e\left(\frac{L}{r}\right) \text{ (for } L \ge 10r) \qquad \text{.......(1-12)}$$

$$K = \frac{Q}{2\pi LH}\sinh^{-1}\left(\frac{L}{2r}\right) \text{ (for } 10r > L \ge r) \qquad \text{.......(1-13)}$$

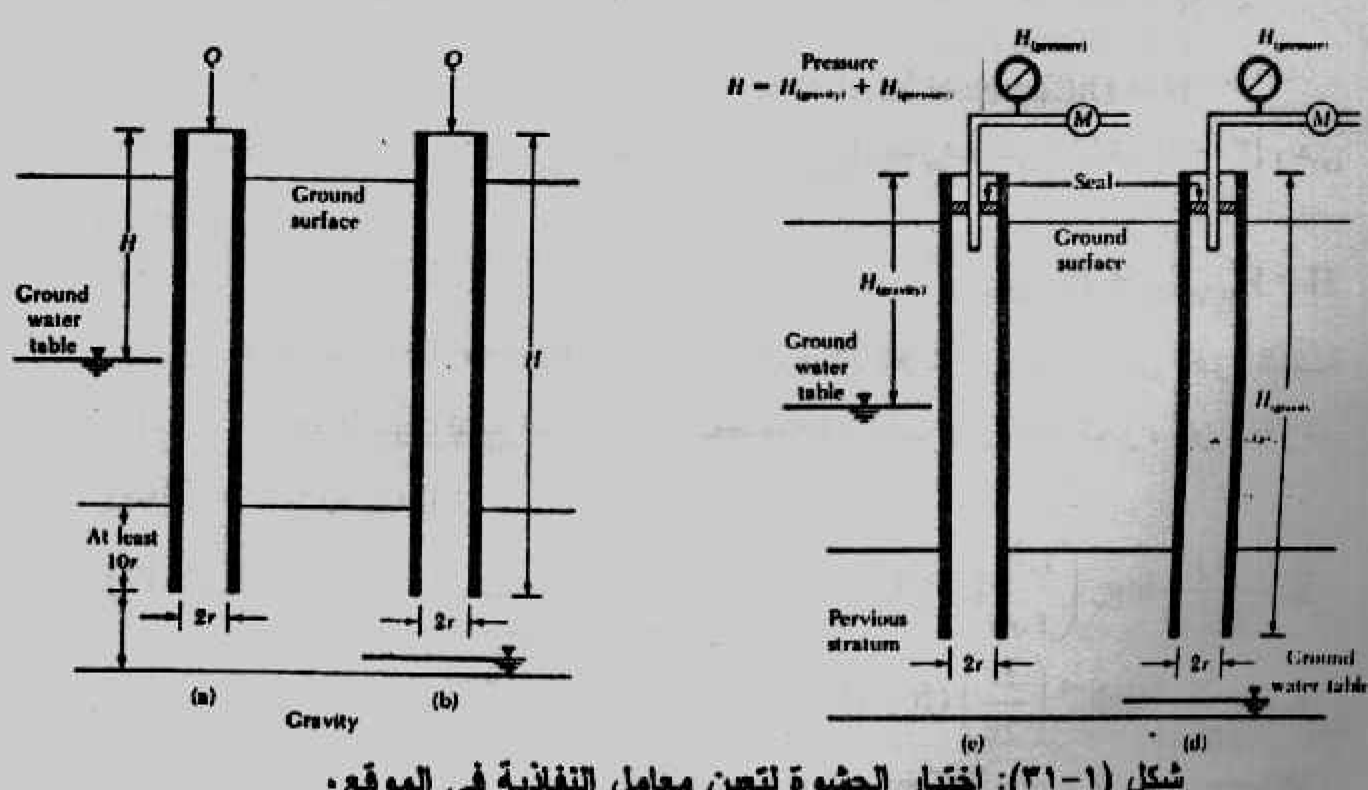
Where : K= coefficient of permeability

Q = constant rate of flow into the hole
L = length of portion of the hole under test
r = radius of the hole
H = differential pressure head

وهذه الطريقة تستخدم أساسا لتعيين معامل النفاذية فى الصخر كما يمكن استخدامها لأنواع التربة الأخرى. شكل (١-٣١).



شكل (١-٣٠): اختبار النهاية المفتوحة لتعين معامل النفاذية فى الموقع.



شكل (١-٣١): اختبار الحشوة لتعين معامل النفاذية فى الموقع.

سادسا : الميـــاه الجوفيـــة Ground Water :

أ- تحديد منسوب المياه الجوفية Ground water table : وجـود الميـاه الجوفيـة بـالقرب من الأساسات يؤثر على هبوط الأساسات وقدرة تحملها. ومنسوب المياه الجوفية يتغير موسميا ولذلك فمن الضرورى تحديد أعلى وأوطى منسوب للمياه الجوفية على طول عمر المنشأ. وأثناء عمل حفرة الجسة يجب تسجيل بداية ظهور المياه الجوفية فيها. ويستقر منسوب المياه الجوفية بعد ٢٤ ساعة من إتمام الجسة للتربة المتجانسة عالية النفاذية وتسمى هذه الطريقة بالآبار المفتوحة. ويتم قياس عمق منسوب الميـاه الجوفيـة بـإنزال سلسلة أو شريط مساحى داخل الحفرة، وقد تستخدم أجهزة كهربية تعطـى إشـارات ضوئيـة أو صوتيـة عند ملامستها للمياه. أما التربة منخفضة النفاذية فإن منسوب المياه الجوفية يستغرق عدة أيام لكى يستقر. وفى هذه الحالة يجب قياس مناسيب الميـاه الجوفيـة بطريقـة دقيقـة باستخدام مقياس ضغط السوائل (بيزومتر) Piezometer والذى يتكون من حجر نفاذ أو أنبوبة مثقبة تعمـل كمرشح يسمح بدخول المياه دون التربة ومعلـق بـالحجر النفـاذ أو الأنبوبـة المثقبـة ماسورة أو أنبوبـة بلاستيك رفيعة ويوضع البيزومتر كما هو مبين بالشكل (١-٣٢).

وتوجد أنواع عديدة من البيزومترات :

أ- البيزومتر ذو المواسير الرأسية وهو بسيط وسهل الاستخدام ونظرا لبطء معدل ثبات القراءة فإنه يستخدم للتربة ذات النفاذية العالية شكل (١-٣٢).

ب- البيزومترات التى تعمل بالهواء حيث معدل ثبات القراءة بها سريع ولكن لابد من الحرص فى منع دخول الهواء الجوى داخل مواسير ضغط الهواء كما يجب معايرة الأجهزة قبل استخدام شكل (١-٣٢).

جـ- البيزومترات الكهربية وهى ذات دقة عالية ومعدل ثبات سريع ولكنها مكلفة وتحتـاج القراءات إلى تصحيح.

وللتربة الطميية يمكن رصد مناسيب المياه الجوفية بالخطوات الاتية :

١- تنزح بعض المياه الجوفية من الحفرة.

٢- ترصد مناسيب المياه الجوفية فى الحفـرة عند أزمنة صفر، t1, t2, t3 وهى أى أزمنة مختارة.

٣- تحسب $\Delta H1$ ، $\Delta H2$ ، $\Delta H3$ ، كما هو مبين بالشكل (١-٣٣)

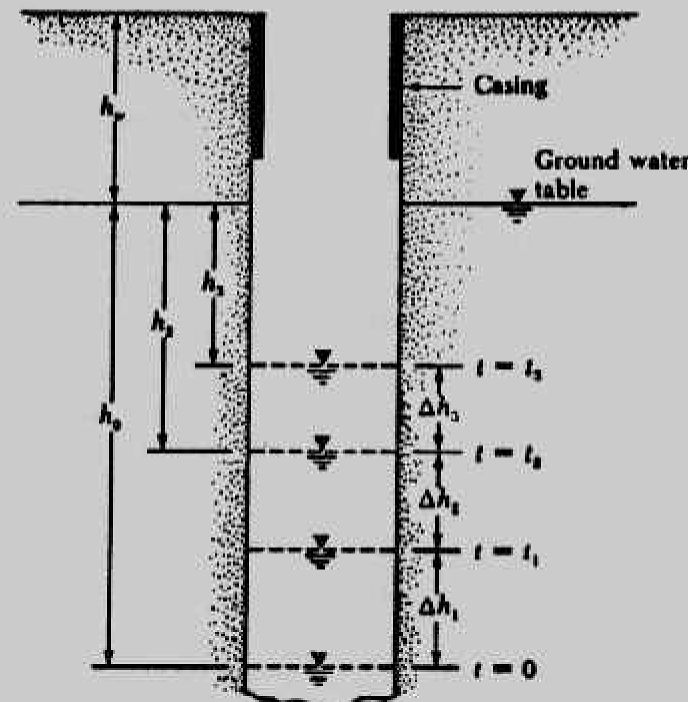
٤- تحســـب :

$$h_o = \frac{\Delta h_1^2}{\Delta h_1 - \Delta h_2} \quad \text{...(1-14)}$$

$$h_2 = \frac{\Delta h_2^2}{\Delta h_1 - \Delta h_2}$$

$$h_3 = \frac{\Delta h_3^2}{\Delta h_2 - \Delta h_3}$$

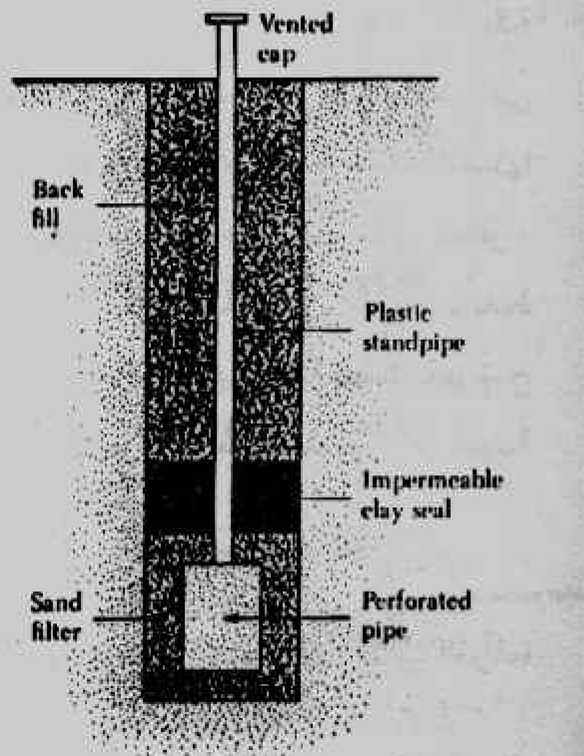
٥- توقع قيم ho، h2، h3 ، عند الأزمنة المختلفة لإيجاد مستوى المياه الجوفية.



Determination of ground water table

شكل (١-٣٣)

تعين منســوب المياه الجوفية بالقيــاس



Casagrande-type porous stone piezometer

شكل (١-٣٢)

تعين منسوب المياه الجوفية بالبيزومتر

Example 1-2 :

Refer to Fig. (1-34) for a borehole, given : hw + ho = 9.5 m

$\Delta t = 24$ h

$\Delta h_1 = 0.9$ m

$\Delta h_3 = 0.70$ m

$\Delta h_3 = 0.54$ m

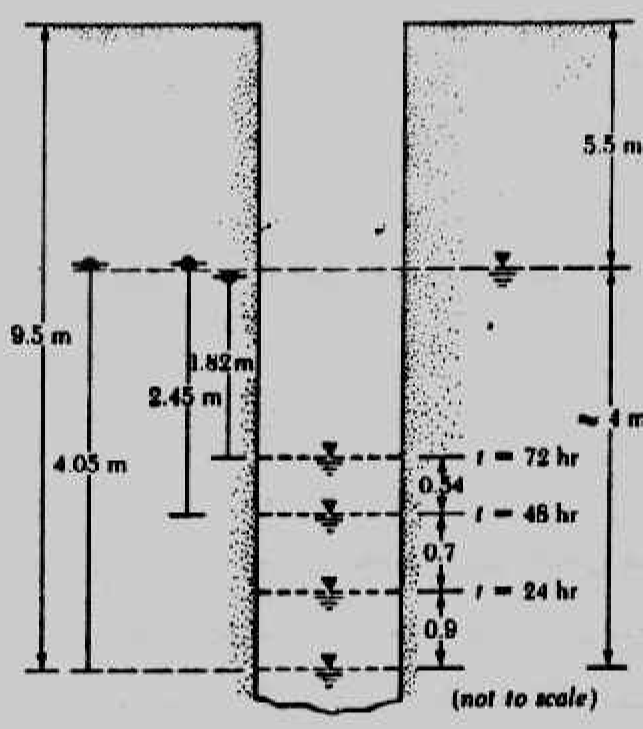
Make the necessary calculations and locate the ground water level.

Soltuion : Using Eq. (1-14).

$$h_o = \frac{\Delta h_1^2}{\Delta h_1 - \Delta h_2} = \frac{0.9^2}{0.9 - 0.70} = 4.05\text{m}$$

$$h_2=\frac{\Delta h_3^2}{\Delta h_1-\Delta h_2}=\frac{0.7^2}{0.9-0.7}=4.05\,\text{m}$$

$$h_3=\frac{\Delta h_3^2}{\Delta h_2-\Delta h_3}=\frac{0.54^2}{0.7-0.54}=1.82\,\text{m}$$



شكل (١-٣٤): مثـــال

ب- التحليل الكيميائى للمياه الجوفية :

عند تنفيذ أساسات أى منشأ فى التربة فإن خرسانة هذه الأساسات تتأثر بـالمواد الضـارة الموجودة فى التربة. كما أن وجود المياه يعتبر عاملا ضروريا للتفاعلات الكيميائية ولذلك يجب الاهتمام بدراسة الوسط المحيط بخرسانة الأساسات للتعرف على الأملاح المتواجدة بالتربـة وبالمياه الجوفية وعمل الاحتياطات اللازمة لحماية الخرسانة حاليا ومستقبلا وعند الاحتمالات المختلفة للوسط المحيط بها. ولذلك فمن الأمور الهامة هو إجراء التحليل الكيميائى لكل من التربة المحيطة بالأساسات والمياه الجوفية. ولاستخراج عينة مياه جوفية يمكن استخدام طرق بسيطة كقارورة المياه المدلاه داخل الحفرة، أو استخدام أجهزة أكثر دقة وتحتوى على صمام يفتح عند المناسيب المطلوب أخذ عينات المياه عندها.

ويتم الفحص الكيميائى للمياه بتقدير المحتويات الاتية :

١- الأس الهيدروجينى.

٢- الرائحة واللون.

٣- محتوى الأملاح الكلية الذائبة.

٤- محتوى المغنسيوم والأمونيوم.

٥- محتوى الكبريتات على هيئة ثالث أكسيد الكبريت.

٦- محتوى الكلوريدات.

وتتميز المياه الضارة عند فحصها ظاهريا باللون الداكن والرائحة غير الطبيعية، ووجود ترسيبات جبسية وخروج غازات والمكونات الضارة فى المياه الجوفية تؤثر تأثيرا ضارا على خرسانة الأساسات، ويتزايد هذا التأثير مع درجات الحرارة العالية والضغط العالى أو تعرض الخرسانة لمياه متحركة أو تحت ضغط هيدروستاتيكى.

وسوف نبين دراسة التحليل الكيميائى للمياه الجوفية وكذلك للتربة فى بند تحليل النتائج ودراستها فى هذا الباب.

سابعا : الاختبارات المعملية :

بعد توصيل العينات إلى المعمل ترص متجاورة حسب تسلسل العينات ويتم فحص هذه العينات بصريا بغرض التعرف على التربة ولونها وطبقاتها مبدئيا وهذا ما يسمى بالتوصيف المبدئى. ويقوم بهذه المهمة مهندسون تربة ذوى خبرة عالية فى التوصيف. ويتم بعد ذلك تحديد الاختبارات الواجب إجراؤها وكذلك العينات المطلوبة لهذه الاختبارات ليتم تحديد الصفات الجيوتكنيكية للتربة وخصائصها الميكانيكية بدقة. وأهم الاختبارات التى تجرى على التربة هى اختبارات الكثافة والمحتوى المائى وحدود أتربرج والتحليل الحبيبى ومقاومة القص والتصلب والقابلية للانتفاخ والإنهيارية والتحليل الكيميائى للمياه الجوفية والتربة.

والتوصيف المبدئى بالفحص البصرى يجب أن يتم تأكيده بالتجارب المعملية المعروفة للوصول للتوصيف النهائى الصحيح. هذا بالإضافة للتوصيف البصرى وتسلسل الطبقات الذى يسجله مهندس الجسات فى الموقع والتجارب المعملية هى التأكيد العلمى والرابط لكل هذه التوصيفات. ويبين الجدول (١-٨) أهم الاختبارات المعملية للعينات والكمية المطلوبة من العينات لهذه الاختبارات.

ثامنا : تحليـــل النتائج ودراستها :

بعد الانتهاء من إجراء جميع الاختبارات الموقعية والمعملية يتم تحليل دراسة نتائج هذه الاختبارات للوصول إلى النتائج النهائية والدقيقة لأبحاث تربة الموقع. وتسجل النتائج النهائية التى تم الوصول إليها فى تقرير التربة بطريقة منظمة وواضحة.

أ- تصنيف التربة Soil Classification :

وللوصول إلى التصنيف العلمى السليم لطبقات التربة يجب عمل الاختبارات لإيجاد العوامل المصنفة للتربة والتى أهمها حدود أتربرج والتحليل الحبيبى للتربة ولقد عالجنا هـ

جدول (١–٨): الاختبارات المعملية وكميات العينات اللازمة لها.

Test	Types of Soils	Size of Sample (gram)	Type of Sample	Use of Data
Specific gravity of solids	All	100	Auger or split barrel	Void ratio, minerals.
Grain size	Cohesionless (sands, gravels)	200	Auger or split barrel	Classification. Estimate permeability, shear strength, frost action, and compaction.
Grain shape	Cohesionless (sands, gravels)	200	Auger or split tube	Classification. Estimate shear strength.
Liquid plastic limits	Cohesive (silts, clays)	200	Auger or split tube	Classification. Estimate compressibility and compaction.
Water content	Cohesive	100	Auger or split tube	Correlate with strength, compressibility, and compaction.
Void ratio	Cohesive	200	Split tube*	Estimate compressibility and strength.
Unconfined compression	Cohesive	200	Split tube*	Estimate shear strength.

* Sample must be relatively undisturbed.

الموضوع بالتفصيل فى الباب الثالث من كتابنا ميكانيكا التربة. وعادة تسجل حدود أتربرج فى تقرير التربة أو قطاع الجسة بينما تقدم منحنيات التحليل الحبيبى على أحد مخطوطات التدرج الحبيبى المختلفة وفقا لأحد المدارس العلمية التى سبق الحديث عنها فى المرجع المذكور. ونقدم فى شكل (١–٣٥) وشكل (١–٣٦) بعض هذه المخطوطات من أنظمة مختلفة.

ب- الصفات الجيوتكنيكية **Geotechnical Properties** :

يجب تجميع الصفات الجيوتكنيكية عند مواضع إجراء الاختبارات كما يجب أن تعطى بياناتها جميع أنواع طبقات التربة وخاصة طبقات التأسيس والطبقات الحرجة ذات مشاكل الهبوط أو الانتفاخ أو الانهيارية. ويفضل تسجيل هذه الصفات فى جداول أو على قطاع الجسة مباشرة فى مواضعها.

جـ- إعداد قطاع الجسة **Preparation of Boring Log** :

البيانات والمعلومات المجمعة من كل جسة تم تنفيذها تقدم على شكل بيانى يسمى قطاع الجسة **Boring Log** ويجب على منفذ الجسة أن يسجل هذه البيانات على قطاع الجسة :

١- اسم وعنوان مقاول أو شركة الجسات.

٢- اسم منفذ الجسة أو المشرف على تنفيذها.

٣- اسم ورقم المشروع وعنوانه.

٤- تاريخ تنفيذ الجسة.

٥- رقم الجسة ومكانها.

٦- طبقات التربة فى الموقع كما شوهدت أثناء تنفيذ الجسة.

٧- مناسيب المياه الابتدائية والنهائية كما ظهرت فى الجسة.

٨- قيم تجارب الاختراق الموقعية ومناسيبها وكذلك نتائج التجارب الموقعية الأخرى.

٩- عدد وأنواع وأعماق العينات المأخوذة.

١٠- فى حالة عينات الصخر يسجل نوع اسطوانة القطع.

كما يجب أن يقدم منفذ الجسات كروكى للموقع العام يوضح عليه أماكن الجسات وعددها ونوعها وعمقها، أشكال (١-٣٧)، (١-٣٨). وبعد استكمال الاختبارات المعملية على العينات المستخرجة يقوم مهندس التربة والأساسات بإعداد شكل قطاع الجسة النهائى والدقيق، والذى يضم بالإضافة للبيانات الموقعية لمنفذ الجسة نتائج التجارب المعملية. وتضم أشكال قطاعات الجسة إلى تقرير أبحاث التربة وهى تشكل جزءا هاما فيه. وتبين الأشكال (١-٣٩) إلى (١-٤٣) نماذجا مختلفة لأشكال قطاع الجسة.

ويلاحظ أن نماذج قطاع الجسة تضم المعلومات والبيانات الاتية :

١- اسم الموقع أو العملية.

٢- رقم الجسة.

٣- قطاع التربة على طول الجسة بالاستعانة برموز التربة شكل (١-٤٤).

٤- مناسيب الطبقات وحدودها.

٥- مناسيب المياه الجوفية.

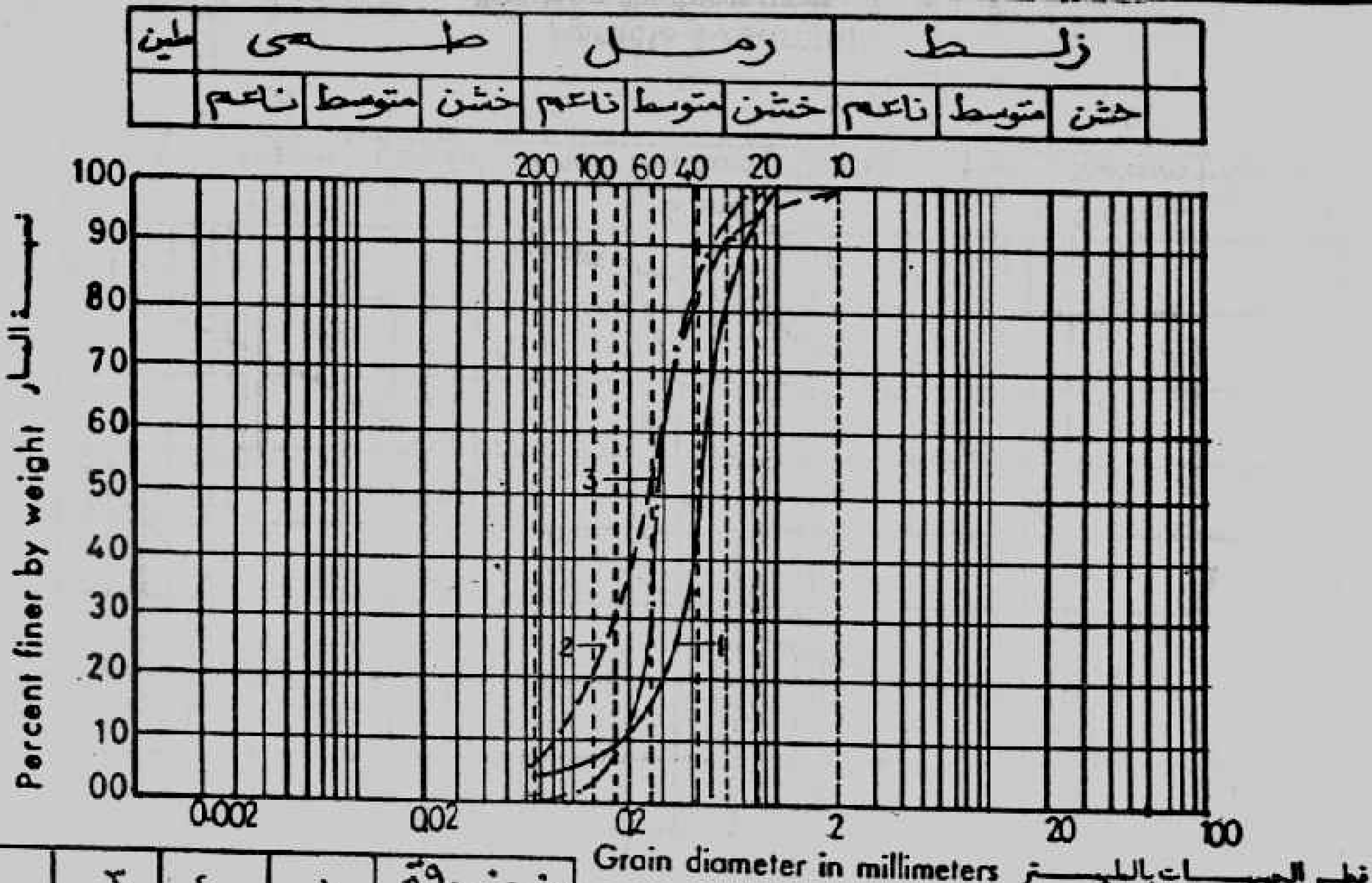
٦- اسم كل طبقة ولونها.

٧- الصفات الجيوتكنيكية ومنها حدود أتربرج والكثافة والمحتوى المائى والانتفاخ.

٨- الصفات الميكانيكية مثل مقاومة القص وقيمة الضغط الغير محصور وزاوية الاحتكاك الداخلى للتربة الخشنة.

٩- نتائج الاختبارات الموقعية وأهمها اختبارات الاختراق.

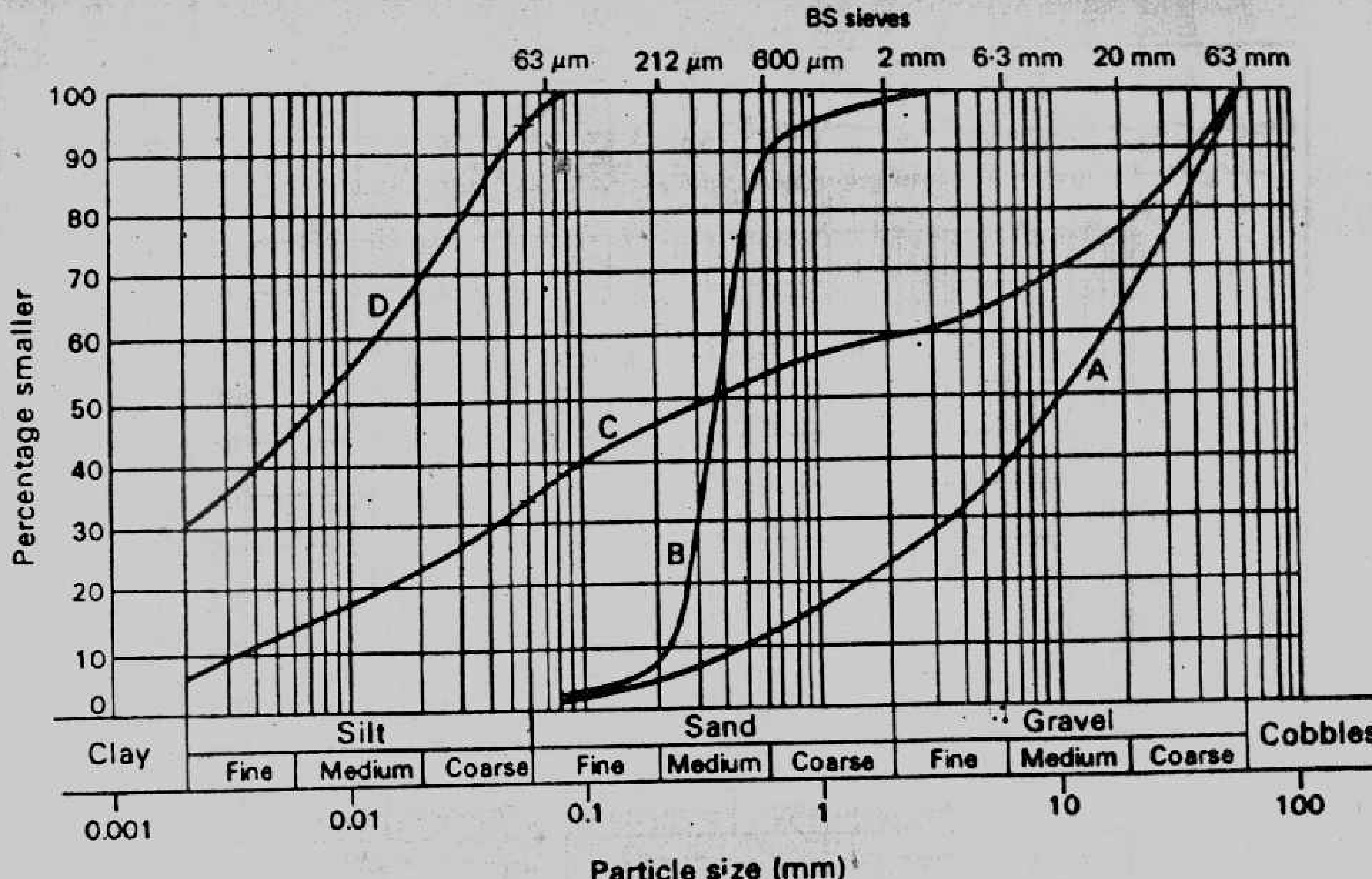
١٠- تاريخ تنفيذ الجسة واسم منفذها.



منحنيات التدرج الحبيبي - جسه رقم ١

منحنى رقم	١	٢	٣	
العمق	٣	٩	١٧	

شكل (٢-٣٥): مخطوط التدرج الحبيبي



Particle size distribution curves

شكل (١-٣٦): التدرج الحبيبي

د- قطاع التربة فى الموقع Subsurface Profile :

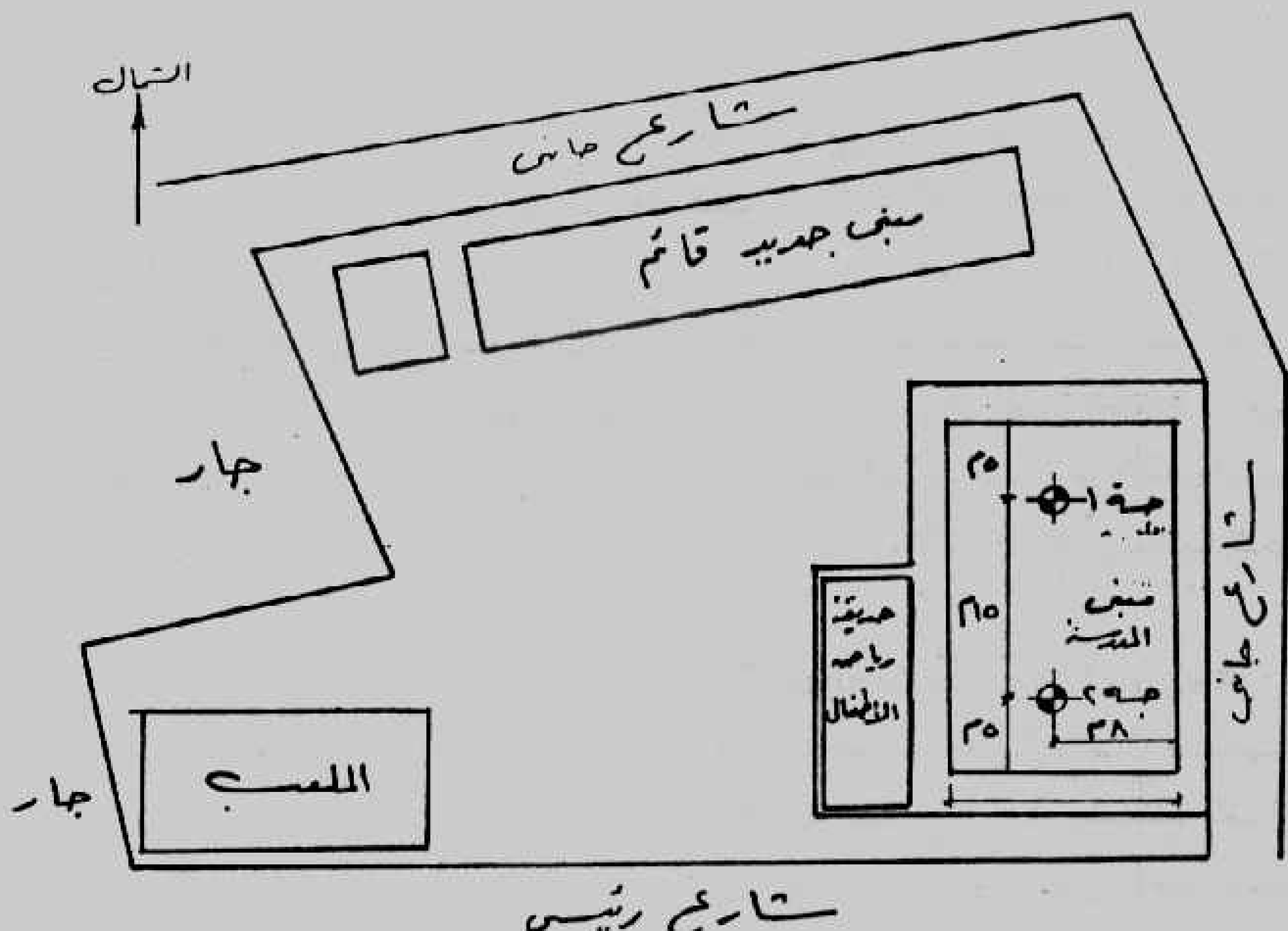
من أشكال قطاعات الجسات أو الحفر الاستكشافية فى الموقع يمكن وضع تصور عام لشكل وتسلسل الطبقات فى الموقع ويسمى هذا التصور بقطاع التربة Subsurface Profile شكل (١-٤٥). وقد يستلزم رسم قطاع التربة عمل جسات إضافية أو حفر استكشافية إضافية. وهذا القطاع يساعد فى إعطاء صورة أكثر وضوحا لحالة الطبقات السطحية من حيث انتظامها أو اختلافها أو تغير سمكها أو بدايتها أو نهايتها كذلك يبين القطاع حجم وحدود الطبقات الضعيفة والطبقات القوية. ويجب ملاحظة أن شكل القطاع فى مناطق الجسات المنفذة هو الأصح أما فى المناطق بين الجسات فإنها وقعت بالتصور وبالمقارنة بين مناطق الجسات وبعضها أشكال (١-٤٦)، (١-٤٧)، (١-٤٨).

هـ- دراسة التحليل الكيميائى للتربة وللمياه الجوفية Study of Chemical Analysis :

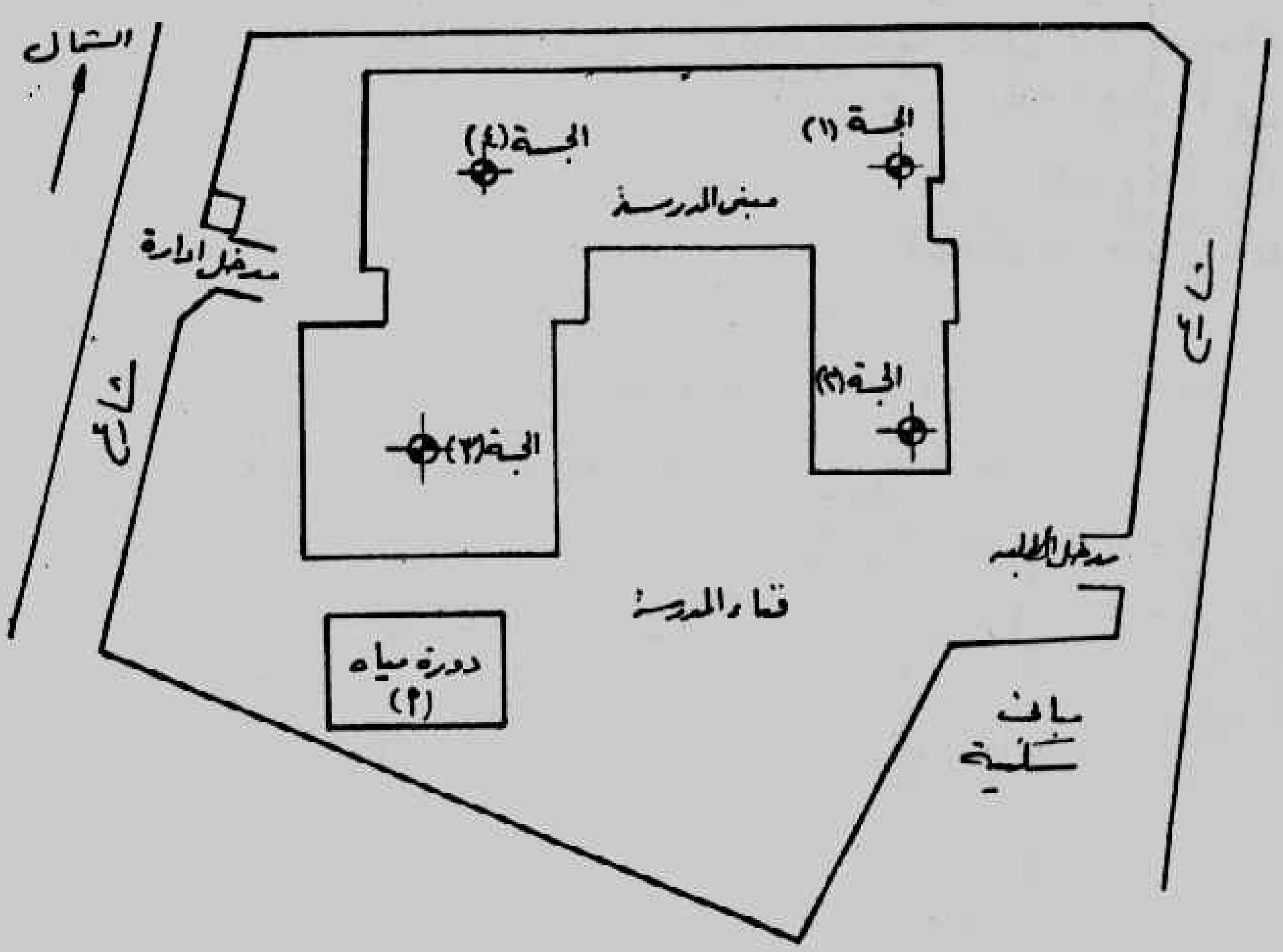
تتأثر كثيرا خرسانة الأساسات بالمواد الضارة الموجودة فى الوسط المحيط بها. والوسط المحيط يعنى الماء والتربة والغاز المحيط بالخرسانة المتصلدة. والعناصر الضارة بالخرسانة هى الأحماض الحرة (ويعبر عنها بالأس الهيدروجينى) والأحماض المعدنية ومنها كبريتيد الهيدروجين وثانى أكسيد الكبريت وحمض الكربونيك وكذلك الأحماض العضوية الحرة والكبريتات وأملاح المغنسيوم وأملاح الأمونيوم والدهون والزيوت النباتية والحيوانية والقار. وكل هذه المواد تعمل بأسلوب أو بآخر على إذابة المركبات الأسمنتية وبالتالى تفتت الخرسانة. وكذلك تعمل على تفتيت المونة الأسمنتية لمبانى الطوب. أما الكلوريدات فيكون تأثيرها على حديد التسليح حيث تساعده على الصدأ وقد تكون المواد الضارة فى التربة وتنشط عند وصول المياه الجوفية لها أو مع حركتها، وقد تكون المواد الضارة فى المياه الجوفية نفسها. ويبين جدول (١-٩) تقييم خطورة المكونات الضارة بالمياه.

جدول (١-٩): حدود التقييم للمكونات الضارة بالمياه.

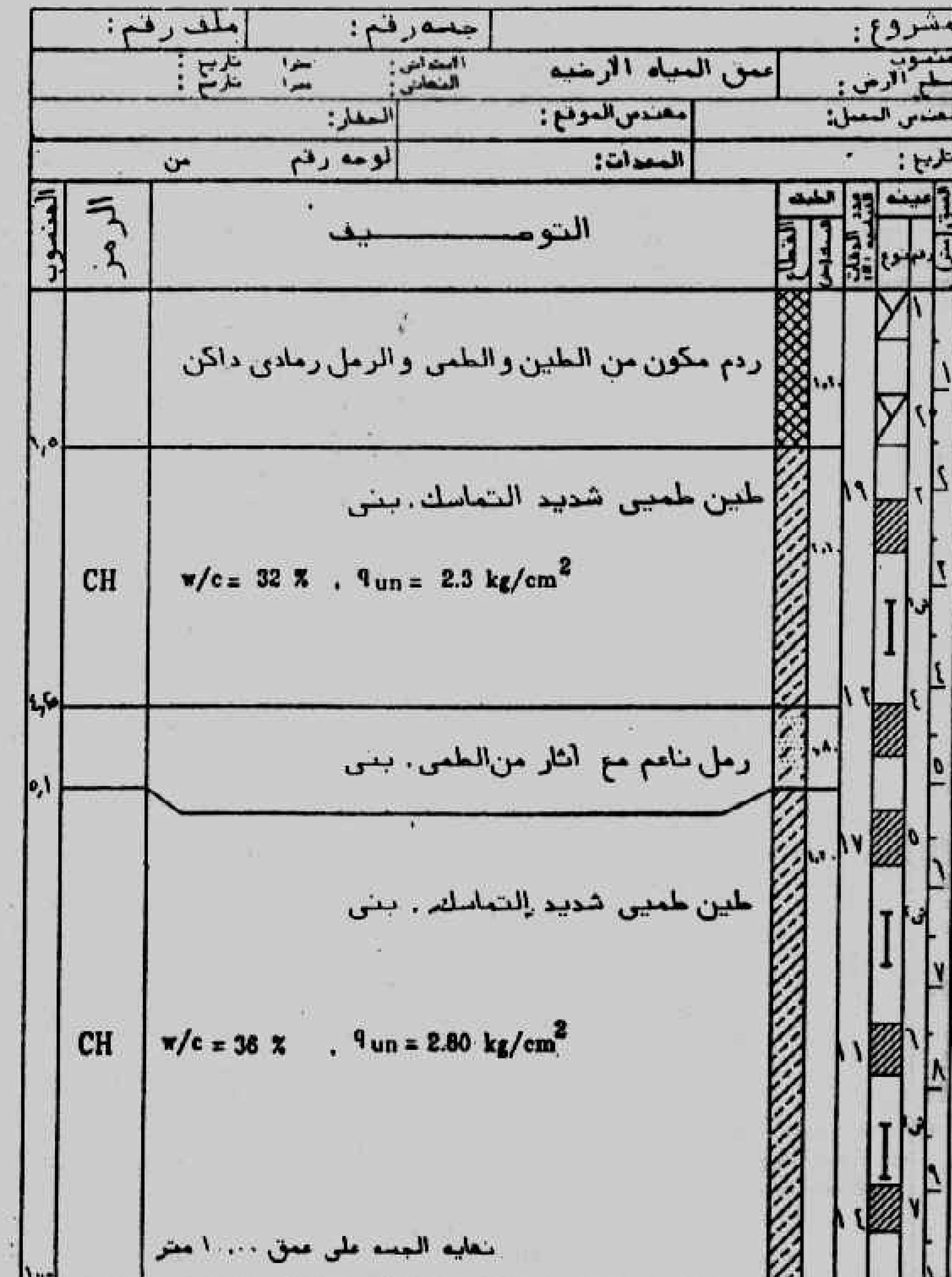
م	الفحص	الأضرار		
		أضرار قليلة	أضرار شديدة	أضرار خطيرة
١	الأس الهيدروجينى	٦,٥ - ٥,٥	٥,٥ - ٤,٥	أقل من ٤,٥
٢	حامض الكربونيك على هيئة (ك أ$_2$) مجم / لتر	١٥ - ٣٠	٣٠ - ٩٠	أعلى من ٦٠
٣	الأمونيا (ن يد$_4^+$) مجم / لتر	١٥ - ٣٠	٣٠ - ٦٠	أعلى من ٦٠
٤	الماغنسيوم (ما$^{2+}$) مجم / لتر	١٠٠ - ٣٠٠	٣٠٠-١٥٠٠	أعلى من ١٥٠٠
٥	الكبريتات (كب أ$_4$) مجم / لتر	٢٠٠ - ٦٠٠	٦٠٠-٢٠٠٠	أعلى من ٢٠٠٠



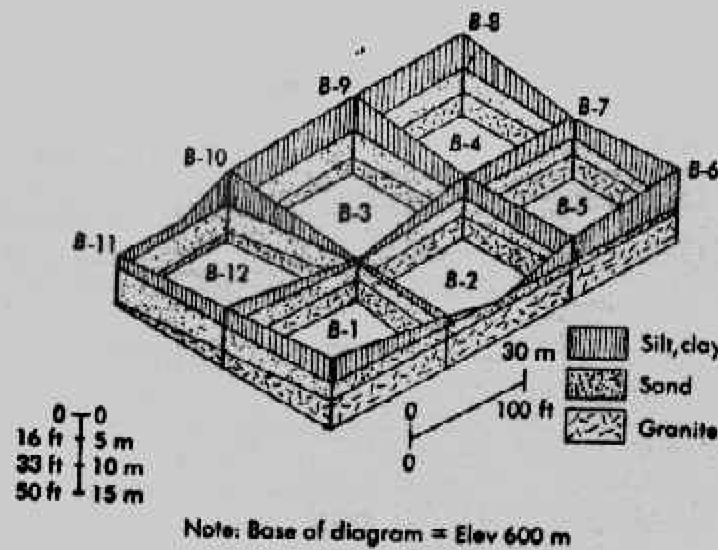
شكل (١-٣٧): كروكى للموقع العام وأماكن الجسات



شكل (١-٣٨): كروكى عام وأماكن الجسات



شكل (١-٣٩): تسجيل البيانات فى قطاع نموذجى للجسات



شكل (١-٤٨) : قطاع التربة فى ثلاث اتجاهات.

أما التربة الضارة بالخرسانة فتكون دائما ذات لون يختلف عن اللون العادى للتربة. ويجب الحذر من التربة الرمادية خاصة إذا احتوت على صدأ بنى مصفر أو التربة الرمادى الفاتح المائلة للبياض والمتواجدة تحت طبقة من التربة ذات لون بنى غامق يميل إلى الأسود. كما تدل النباتات المتحللة على وجود الحامضية فى التربة. ويجب أن يضم التحليل الكيميائى للتربة قيم الحامضية العضوية ومحتوى الكبريتات والكبريتيد للتربة المجففة بالهواء. ويبين جدول (١-١٠) تقييم خطورة التربة فى مهاجمة الخرسانة.

جدول (١-١٠): حدود وتقييم خطورة التربة المهاجمة على الخرسانة.

الأختبارات	الخطورة	
	خطورة بسيطة	خطورة جسيمة
الحامضية طبقاً للبند (١-٩-٨-٢)	أعلى من ٢٠ مللى	-
الكبريتات (كب أ ٣) للتربة المبردة هوائياً (٪)	٠.١٧ - ٠.٤٢	أعلى من ٠.٤٢

وبالإضافة إلى أهمية تصنيع الخرسانة جيدا لمقاومة الكبريتات فإنه يمكن استخدام الأسمنت المقاوم للكبريتات فى الخلطات الخرسانية عندما تزيد نسبة الكبريتات فى المياه أو فى التربة المحيطة عن الحدود المسموح بها فى جداول الكود المصرى جدول (١-١١)، جدول (١-١٢) كما يبين جدول (١-١٣) تأثير الكبريات على الخرسانة فى وجود الكبريتات. أما أملاح الكلوريدات فليس لها تأثير ضار مباشر على الخرسانة مهما كان تركيزها، إلا أن اختراق أملاح الكلوريدات للغطاء الخرسانى يساعد على صدأ حديد التسليح. ولذلك يجب التأكيد على أهمية أن تكون الخرسانة كثيفة وسمك الغطاء الخرسانى من ٥ إلى ٧ سنتيمترات ويفضل ٧ سنتيمترات وذلك فى حالة زيادة كمية الكلوريدات عن ٣٠٠٠ جزء فى المليون مع استخدام الأغطية العازلة أو الدهانات العازلة مثل الأسفلت أو البيتومين أو تغليف الخرسانة بمادة غير منفذة للمياه، وعموما فإن خرسانة الأساسات يمكن أن تقاوم التأثير الضار للكيماويات فى حالة ما إذا كانت الخرسانة عالية الكثافة وذات محتوى أسمنتى غنى مع زيادة سمك الغطاء الخرسانى لحديد التسليح.

جدول (١-١١): تأثر الخرسانة بالتربة والمياه المحتوية على تركيزات مختلفة من الكبريتات

الكبريتات / درجة التأثير	التربة الكبريتات القابلة للذوبان فى الماء (كب أ٣) ٪	المياه الجوفية الكبريتات فى المياه (كب أ٣) جزء فى المليون
تأثير ضعيف	صفر - ٠.٠٨	صفر - ١٢٥
تأثير إيجابى	٠.٠٨ - ٠.١٧	١٢٥ - ٨٠٠
تأثير محسوس	٠.١٧ - ٠.٤٢*	٨٠٠ - ١٦٠٠
تأثير خطير	أكثر من ٠.٤٢	أكثر من ١٦٠٠

* كبريتات مهاجمة للخرسانة

جدول (١-١٢): تأثر الخرسانة بالكبريتات فى وجود الكلوريدات

مهاجمة المياه فى الظروف العادية / درجة المهاجمة	الكبريتات (كب أ٣) الذائبة فى الماء		
	ما+٢ < ١٠٠٠ مجم / لتر ن يدع+ < ١٠٠٠ مجم / لتر		ما+٢ ≤ ١٠٠٠ مجم / لتر ن يدع+ ≤ ١٠٠٠ مجم/لتر
	كل- < ١٠٠٠ مجم/لتر	كل- > ١٠٠٠ مجم/لتر	
	مجم / لتر	مجم / لتر	مجم / لتر
عمليا ليس خطير	أقل من ١٥٠	أقل من ٢٠٠	أقل من ١٠٠
ضعيف المهاجمة	١٥٠ - ٣٠٠	٢٠٠ - ٣٥٠	١٠٠ - ١٥٠
متوسط المهاجمة	٣٠٠ - ٥٠٠	٣٥٠ - ٦٠٠	١٥٠ - ٣٠٠
عالى المهاجمة	٥٠٠ - ١٠٠٠	٦٠٠ - ١٢٥٠	٣٠٠ - ٥٠٠
خطير المهاجمة	أكبر من ١٠٠٠	أكبر من ١٢٥٠	أكبر من ٥٠٠

* ما+٢ = الماغنسيوم (أيون)
* ن يدع+ = الأمونيا (أيون)
* كل- = كلور (ايون)

تاسعا : إعداد تقرير أبحاث التربة Preparation of Soil Investigation Report:

فى نهاية برنامج استكشاف التربـة يكون قد تجمع لدينا بيانـات التربـة، منهـا البيانـات المجمعة من الموقع أو بالفحص البصرى أو من التجـارب المعملية، وتسـجل كل هـذه البيانـات ودراستها ونتائج تحليلهـا فـى تقرير "أبحـاث التربـة والأساسـات" الذى يعد ليستخدمه المهندس المصمم عند تعامله مع تربـة الموقـع أو عنـد تصميم الأساسـات، وليكـون هـذا التقرير مرجعـا للأعمال المستقبلية فى المبنى فيما بعد. وبالرغم من اختلاف حجم التقرير وكمية البيانـات بـه حسب حجم كل مشروع وأهميته وتكالفيه وكذلك حسب المهندس المعد للتقرير إلا أن كـل تقريـر يجب أن يحتوى على :

١- مجال البحث ويشمل المقدمة والجهة الطالبة وحجم برنامج أبحاث التربة.

٢- وصف المبنى المقترح تنفيذه بالموقع وطريقة تنفيذه.

٣- وصف عام للموقع والمبانى حوله وما يحيط به.

٤- الوضع الجيولوجى للموقع.

٥- تفاصيل العمل الموقعى وعدد الجسات وعمقها ونوعها.

٦- وصف عام لطبقات التربة.

٧- نتائج الاختبارات المعملية والموقعية.

٨- حالة منسوب المياه الجوفية ونتائج تحليلها الكيميائى.

٩- توصيات التأسيس وتشمل :

أ - منسوب التأسيس المقترح.

ب- قدرة تحمل التربة المسموح بها (جهد التربة).

جـ- نوع الأساسات المناسب.

د- خطوات تنفيذ الأساسات.

هـ- اعتبـارات التصميـم مثـل جهـد الخرسـانة ونوعهـا وطريقـة العـزل والخلطـات الخرسانية.ونوع الحديد وسمك الغطاء الخرسانى ونوع الأسمنت المستخدم وكميته.

١٠- اعتبارات أخرى خاصة بطريقة الحفر وسند جوانبه وتطهير الموقع ونزح المياه الجوفية عند ظهورها.

١١- خلاصة وحدود استخدلم التقرير.

ويجب إلحاق الأشكال والرسومات الاتية بالتقرير :

١- كروكى الموقع العام Site Location Map .

٢- مواقع الجسات وعلاقتها بالمبنى المطلوب.

٣- قطاع الجسات وقطاع التربة.

٤- جداول نتائج الاختبارات المعملية والتحاليل الكيميائية.

٥- أى أشكال أخرى مثل منحنيات التدرج الحبيبى.

وتقارير "أبحاث التربة والأساسات" يجب أن تصاغ بطريقة علمية لا لبس فيها وتوثق جيدا من معدها.

استكشاف التربة بالطرق الجيوفيزيائية Geophysical Exploration

توجد أنواع أخرى من طرق استكشاف التربة تختلف فى الأسلوب ومن هذه الطرق الاستكشاف الجيوفيزيائى والذى يقدم بسرعة بيانات التربة. والاستكشاف الجيوفيزيائى يسمح باستكشاف المساحات الواسعة بتكلفة أقل من الطرق المعتادة المعروفة بالجسات، ومع ذلك وفى حالات كثيرة يصعب الحصول على نتائج دقيقة وكاملة لطبقات التربة. وعلى ذلك فالطرق الجيوفيزيائية تستخدم فى الاستكشاف المبدئى للأعمال الكبيرة.

ومن طرق الاستكشاف الجيوفيزيائى :

أ- طرق الاستكشاف الزلزالى Seismic Exploration ومنها طريقة المسح بالانعكاس الزلزالى وطريقة المسح بالإنكسار الزلزالى، وطريقة المسح الزلزالى بالحفر المقطعية.

ب- طرق الاستكشاف بالمسح الكهربى Resistivity Survey ومنها طريقة الجهد المتساوى وطريقة المقاومة الكهربية.

أولا : طرق الاستكشاف الزلزالى Seismic Exploration :

يعتمد الاستكشاف الزلزالى على التباين فى خواص المرونة للصخور المكونة للقشرة الأرضية. وينشأ عن اختلاف معاملات المرونة للصخور انعكاسات وانكسارات للموجات الزلزالية تشبه إنعكاس وإنكسار الأشعة الضوئية عند مرورها خلال مواد مختلفة التركيب. وبإحداث موجات زلزالية فى التربة المفككة أو فى الصخور وتسجيل سرعة انتقال هذه الموجات فيها بأجهزة خاصة يمكن استنتاج عمق ونوع وتوزيع وتركيب التربة.

١- المسح بالإنكسار الزلزالى Seismic Refraction Survey :

المسح بالإنكسار الزلزالى يستخدم فى الحصول على البيانات المبدئية حول سمك الطبقات المختلفة للتربة فى الموقع وكذلك العمق للصخر أو للتربة الجامدة. وتنفذ هذه الطريقة بإحداث "صدمة" عند نقطة الصدم A، شكل (١-٤٩ أ) ثم تستقبل أول موجة واصلة عن هذه

الصدمة بواسطة جهاز استقبال خاص يسمى جيفون Geophone موضوع عند عدة نقط على مسافات من A مثل نقطة D, C, B ... والصدمة الزلزالية يمكن إحداثها بواسطة الدق بمطرقة ضخمة أو تفجير شحنة متفجرات صغيرة.

والصدمة التى تم إحداثها علـى سطح الأرض تخلق نوعين من موجات الضغط هى موجات مستوية Plane-waves (p-waves) حيث تتحرك الجزيئات فى اتجاه انتشار الموجات وموجات قص Shear-waves (S-waves) حيث تتحرك الجزيئات فى اتجاه عمودى على اتجاه انتشار الموجات. والموجات المستوية تنتقل أسرع من موجات القص ولذلك فستكون أسرع الموجات الواصلة عن الصدمة سوف تنتمى إلى الموجات المستوية P-waves فى الطبقات المختلفة. وسرعة هذه الموجات فى أى وسط تعين من :

$$v=\sqrt{\frac{E}{\left(\frac{\gamma}{g}\right)}}\sqrt{\frac{(1-\mu)}{(1-2\mu)(1+\mu)}} \quad \text{.......(1-15)}$$

where : E = Young's modulus of the medium
γ = Unit weight of the medium
g = Aceleration due to gravity
μ = Poisson's ratio

ولتعيين سرعة الموجات المستوية (v) فى الطبقات المختلفة وسمك هذه الطبقات يتبع الاتى :

١- يتم الحصول على زمـن وصـول أول موجـة t_1, t_2, t_3 ..... علـى مسـافات مختلفـة X_3, X_2, X_1 ... من نقطة الصدمة.

٢- ترسم علاقة الزمن - المسافة شكل (١-٤٩ب).

٣- تعين ميول الخطوط cd, bc, ab ، ......

$$\text{Slope of ab} = \frac{1}{v_1}$$

$$\text{Slope of bc} = \frac{1}{v_2}$$

$$\text{Slope of cd} = \frac{1}{v_3}$$

حيث v_1 ، v_2 ، v_3 هى سرعة الموجات المستوية فى الطبقات III, II, I ، على التوالى، شكل (١-٤٩ أ).

٤- يعين سمك الطبقة العلوية Z_1 من :

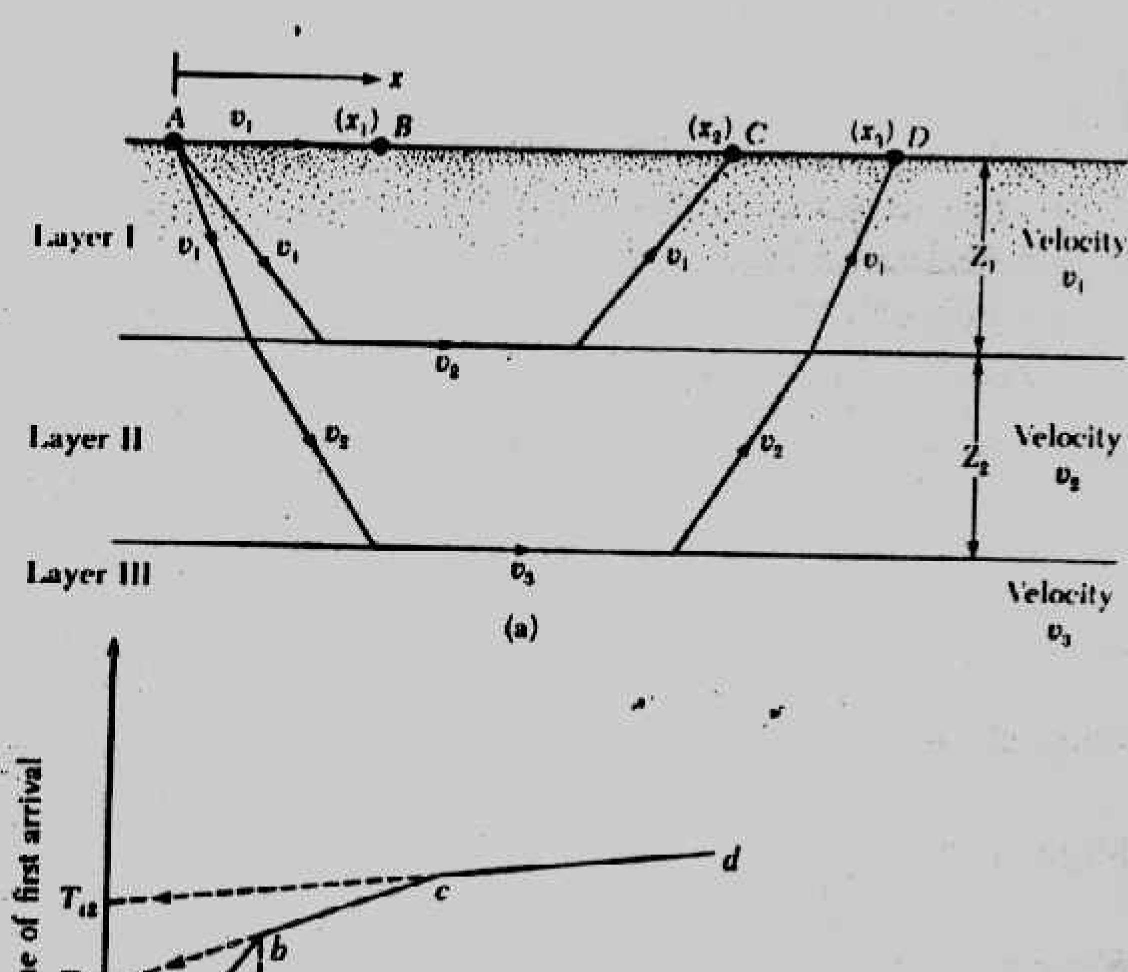
$$Z_1=\frac{1}{2}\sqrt{\frac{v_2-v_1}{v_2+v_1}}\ x_c \quad \text{.......................................}(1\text{-}16)$$

حيث x_c تعين من رسم علاقة الزمن – المسافة.

٥- يعين سمك الطبقة الثانية Z_2 من :

$$Z_2=\frac{1}{2}\left[T_{12}-2Z_1\frac{\sqrt{v_3^2-v_1^2}}{v_3.v_1}\right]\frac{v_3.v_2}{\sqrt{v_3^2-v_2^2}} \quad \text{.......................................}(1\text{-}17)$$

حيث T_{12} تعين من رسم علاقة الزمن – المسافة.



شكل (١-٤٩): المسح بالانعكاس الزلزالى.

وبمعرفة سرعة الموجات المستوية فى الطبقات المختلفة يمكن التعرف على نوع التربة أو الصخر المتواجد تحت سطح الأرض مباشرة. ويبين جدول (١-١٤) سرعة الموجات المستوية لبعض أنواع التربة المختلفة، وعند تحليل نتائج هذه الطريقة يجب مراعاة أن $V_1 < V_2 < V_3$ عند استخدام المعادلات المذكورة فى هذه الطريقة. كما يجب معرفة أن التربة المشبعة بالماء تحت منسوب المياه الجوفية تعطى نتائجا خادعة. وسرعة الموجات المستوية فى الماء هى ١٥٠٠ م/ ثانية. وللتربة الجافة أو المتباعدة Loose تكون سرعة الموجات أقل من ١٥٠٠م/ ثانية بينما فى حالة التربة المشبعة تكون سرعة الموجات حول ١٥٠٠م/ثانية حيث تنتشر الموجات خلال الماء الموجود فى فراغات التربة.

جدول (١-١٤): سرعة الموجات المستوية فى التربة والصخور المختلفة.

Range of P-Wave Velocity in Various Soils and Rocks

Type of soil or rock	P-wave velocity (m/sec)	P-wave velocity ft/sec
Soil		
Sand, dry silt, and fine-grained top soil	200 to 1,000	650– 3,300
Alluvium	500 to 2,000	1,650– 6,600
Compacted clays, clayey gravel, and dense clayey sand	1,000 to 2,500	3,300– 8,200
Loess	250 to 750	800– 2,450
Rock		
Slate and shale	2,500 to 5,000	8,200–16,400
Sandstone	1,500 to 5,000	4,900–16,400
Granite	4,000 to 6,000	13,100–19,700
Sound limestone	5,000 to 10,000	16,400–32,800

وهذه الطريقة صالحة الاستخدام حتى أعماق ٤٠ متراً.

Example 1-3 :

The reuslts of a refraction survey at a site are given in the following table. Determine the velocity of P-waves and the thickenss of the material encountered.

Distance from the source of disturbance (m)	Time of first arrival (sec × 10^3)
2.5	11.2
5	23.3
7.5	33.5
10	42.4
15	50.9
20	57.2
25	64.4
30	68.6
35	71.1
40	72.1
50	75.5

Solution : Velocity : In Fig. (1-50) the time of first arrival are plotted against the distance from the source of disturbance. The plot has three straight-line segments. The velocity of the top three layers can now be calculated in the following manner :

$$\text{Slope of segment 0a} = \frac{1}{v_1} = \frac{\text{time}}{\text{distance}} = \frac{23\text{x}10^{-3}}{5.25}$$

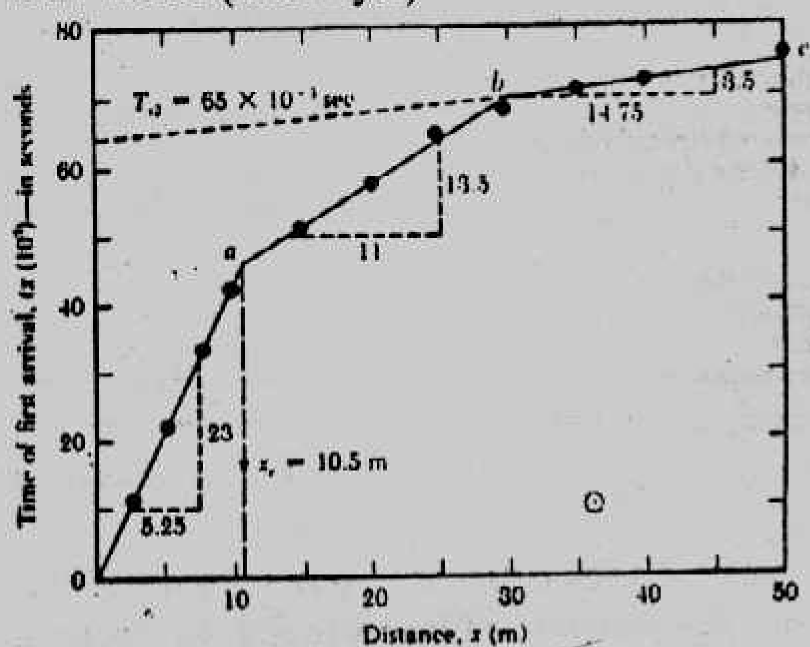
or $$v_1 = \frac{5.25\text{x}10^{3}}{23} = 228 \text{ m/sec (top layer)}$$

$$\text{Slope of segment ab} = \frac{1}{v_2} = \frac{13.5\text{x}10^{-3}}{11}$$

or $$v_2 = \frac{11\text{x}10^{3}}{13.5} = 814.8 \text{ m/sec (middle layer)}$$

$$\text{Slope of segment bc} = \frac{1}{v_3} = \frac{14.75\text{x}10^{-3}}{3.5}$$

$v_3 =$ 4214 m/sec (third layer)



شكل (١-٥٠): مثال - علاقة الزمن والمسافة

Example 1-4 :

Comparing the velocities obtained here with those given in Table (1-14) it appears that the third layer is a rock layer.

Thickness of layers.

From Fig. (1-50), x_c = 105 m. So

$$Z_1 = \frac{1}{2}\sqrt{\frac{v_2 - v_1}{v_2 + v_1}}\, x_c \qquad \text{[Eq. 1-16]}$$

So $$Z_1 = \frac{1}{2}\sqrt{\frac{814.8-228}{814.8+228}} \times 10.5 = 3.94 \text{ m}$$

Again, from Eq. (1-17)

$$Z_2 = \frac{1}{2}\left[T_{12} - \frac{2Z_1\sqrt{v_3^2 - v_1^2}}{(v_3 . v_1)}\right]\frac{(v_3)(v_2)}{\sqrt{v_3^2 - v_2^2}}$$

The value of T_{12} can be determined from Fig. (1-44) as 65×10^{-3} sec.

So $$Z_2 = \frac{1}{2}\left[65 \times 10^{-3} - \frac{2(3.94)\sqrt{(4214)^2 - (228)^2}}{(4214)(228)}\right]\frac{(4214)(814.8)}{\sqrt{(4214)^2 - (814.8)^2}}$$

$$= \frac{1}{2}(0.065 - 0.0345)\ 830.47 = 12.66 \text{ m}$$

Hence, the rock layer is located at a depth of $Z_1 + Z_2 = 3.94 + 12.66 = 16.60$m measured from the ground surface.

٢- المسح الزلزالى بالحفر المقطعية Cross-Hole Seismic Survey :

سرعة موجات القص S-waves الناتجة عن أحداث صدمة على التربة يمكن تعيينها بالمسح الزلزالى بالحفر المقطعية، شكل (١-٥١هـ) حيث يتم ثقب حفرتين فى التربة المسافة بينهما هى L ٠ وفى قاع أحد الحفرتين يتم أحداث نبضة (أو ضربة) Impulse بواسطة قضيب النبض وتستقبل موجات القص الناتجة عن النبضة بواسطة محول طاقة حساس Transducer وتعين سرعة موجات القص v_s من :

$$v_s = \frac{L}{t} \quad \text{...(1-18)}$$

Where : t = travel time of shear waves

كما يمكن تعيين معامل الجساءة للتربة (معامل القص) من سرعة الموجات :

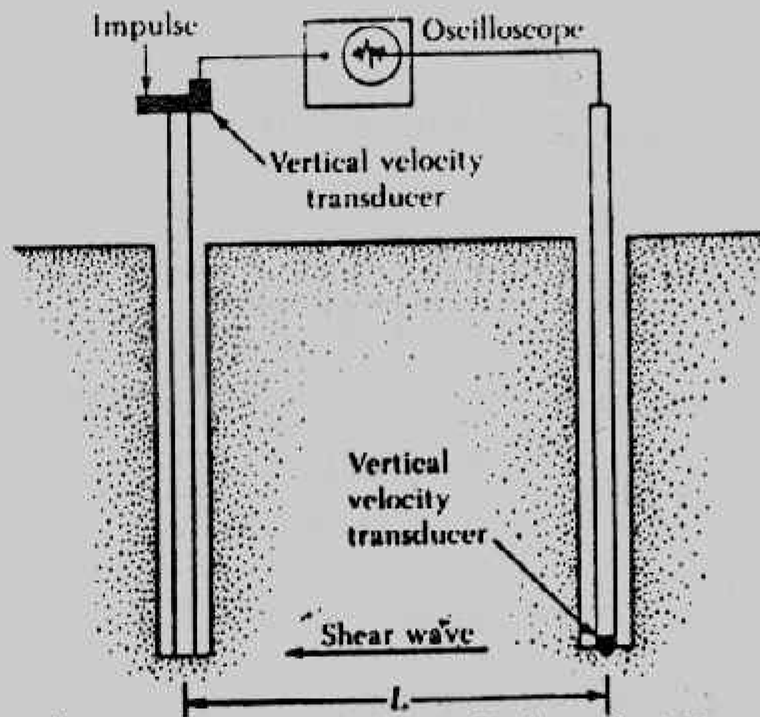
$$v_s = \sqrt{\frac{G}{\left(\frac{\gamma}{g}\right)}} \quad \text{...(1-19)}$$

$$G = \frac{v_s^2 \gamma}{g} \quad \text{...(1-20)}$$

where G = shear modulus of soil

γ = soil unit weight

g = acceleration due to gravity



شكل (١-٥١): المسح الزلزالى بالحفر المقطعية.

٣- المسح بالانعكاس الزلزالى :

تستخدم هذه الطريقة لاستكشاف الطبقات التى يزيد عمقها عن ٣٠٠ مترا من سطح الأرض وهى أكثر استخداما فى عمليات البحث عن البترول.

ثانيا : طرق الاستكشاف بالمسح الكهربى :

تختلف الخواص الكهربية للتربة المكونة للقشرة الأرضية سواء كانت مفككة أو متماسكة. ويتوقف توصيل التربة للكهرباء على عوامل عديدة منها حجم الفراغات وحجم ونوع السوائل بها. وكذلك تختلف فى مقاومتها لمرور التيار الكهربى بها. ومن طرق المسح الكهربى طريقة المقاومة وطريقة الجهد المتساوى.

١- المسح بالمقاومة الكهربية Electrical Resistivity Survey :

المقاومة الكهربية P لأى وسط طوله L ومساحة مقطعة A تعرف كما يلى :

$$P = \frac{RA}{L} \quad \text{.......................................} (1\text{-}21)$$

where R = electrical resistance

والمقاومة الكهربية لأنواع التربة المختلفة تعتمد أساسا على المحتوى المائى للتربة وعلى تركيز الأيونات المتحللة بها. والطين المشبع له أقل مقاومة كهربية وعلى العكس فإن التربة الجافة والصخر لهما أعلى مقاومة كهربية. ويعطى جدول (١-١٥)، وجدول (١-١٦) المقاومة الكهربية لبعض أنواع التربة.

وأغلب طرق قياس المقاومة الكهربية للتربة تستخدم أربعة أقطاب Electrod تدفن على سطح التربة على مسافات متساوية على خط واحد (Wenner Method) . والقطبان الخارجيان

جدول (١-١٥): المقاومة الكهربية لبعض الأنواع الرئيسية للتربة.

Material	Resistivity (ohm-m)
Sand	500–1500
Clays, saturated silt	0– 100
Clayey sand	200– 500
Gravel	1500–4000
Weathered rock	1500–2500
Sound rock	> 5000

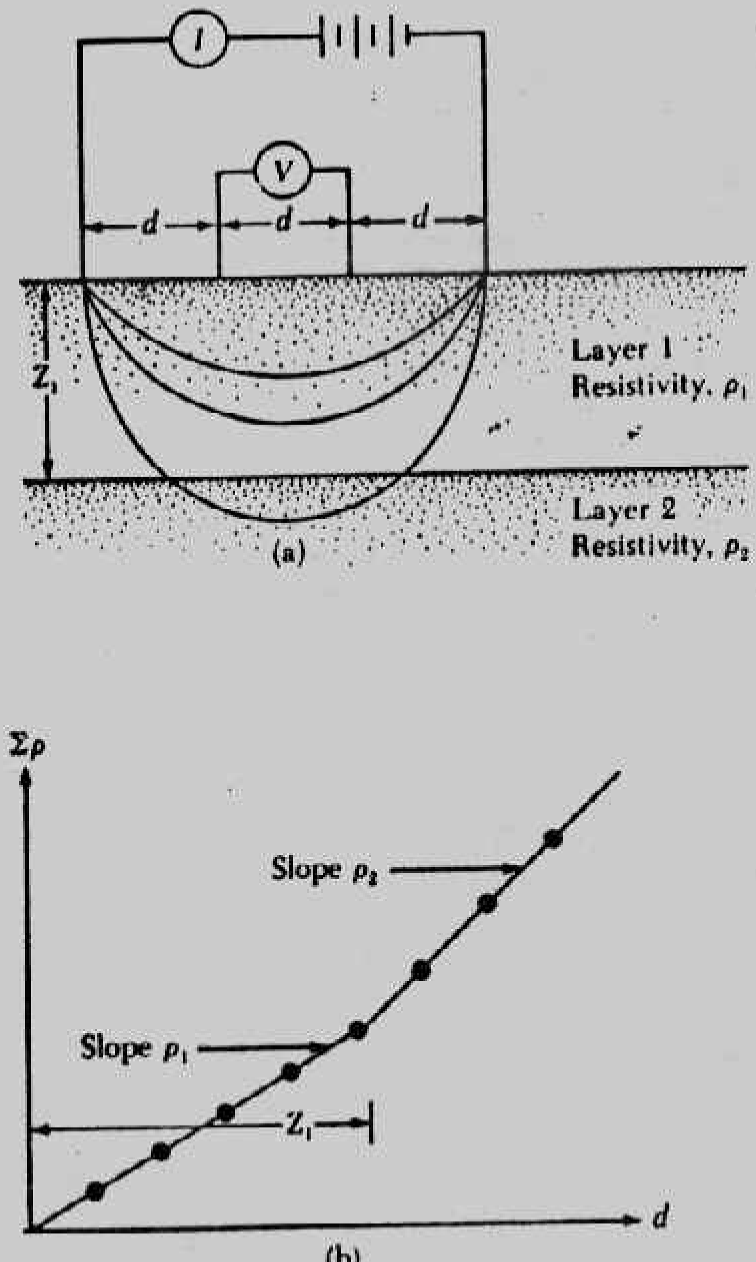
جدول (١-١٦): المقاومة الكهربية للتربة والصخور.

Material	Resistivity in Ohm-meters
Saturated organic clay or silt	5–20
Saturated inorganic clay or silt	10–50
Hard, partially saturated clays and silts: saturated sands and gravels	50–150
Shales, dry clays, and silts	100–500
Sandstones, dry sands, and gravels	200–2000
Crystalline rocks, sound	1,000–10,000

يستخدمان لامرار التيار الكهربى بهما I للتربة. ويكون التيار فى حدود من ٥٠ إلى ١٠٠ ميللى أمبير. وفرق الجهد V يقاس خلال القطبين الداخليين. وفى حالة تجانس التربة تكون المقاومة الكهربية.

$$P = \frac{2\pi V}{I} \qquad (1\text{-}22)$$

فى أغلب الحالات تتكون التربة من عدة طبقات مختلفة لها مقاومات مختلفة. وفى هذه الحالة فإن المقاومة الناتجة من المعادلة السابقة تعطى المقاومة الظاهرة (أو المجمعة). ولإيجاد المقاومة الفعلية للطبقات المختلفة وتخاناتها فإنه تستخدم طريقة عملية. وهذه الطريقة تتلخص فى إجراء اختبار المقاومة على مسافات بين الأقطاب مختلفة أى أن d هنا متغيرة ويمكن تجميع المقاومات الظاهرية وتمثيلها مع المسافة d كما هو مبين بالشكل (١-٥١ أ) وسوف ينتج من العلاقة خطوط مستقيمة ويكون ميل هذه الخطوط معبرا عن المقاومة المفردة للطبقة الواحدة. أما سمك هذه الطبقات فيمكن تقديره كما هو مبين فى شكل (١-٥١ ب). وهذه الطريقة مفيدة جدا فى حالة الطبقات الزلطية المتداخلة فى التربة الناعمة. كما أن هذه الطريقة تستخدم على نطاق واسع فى حل كثير من المشكلات الهندسية مثل تعيين عمق الصخور الصلبة ومعرفة نوع التراكيب الجيولوجية تحت السطحية والتى قد تؤثر لدرجة كبيرة على تصميم وتنفيذ المنشآت الكبيرة كالسدود والخزانات وتقسيم الطبقات تحت السطحية من الناحية الهندسية إلى تربة وصخور



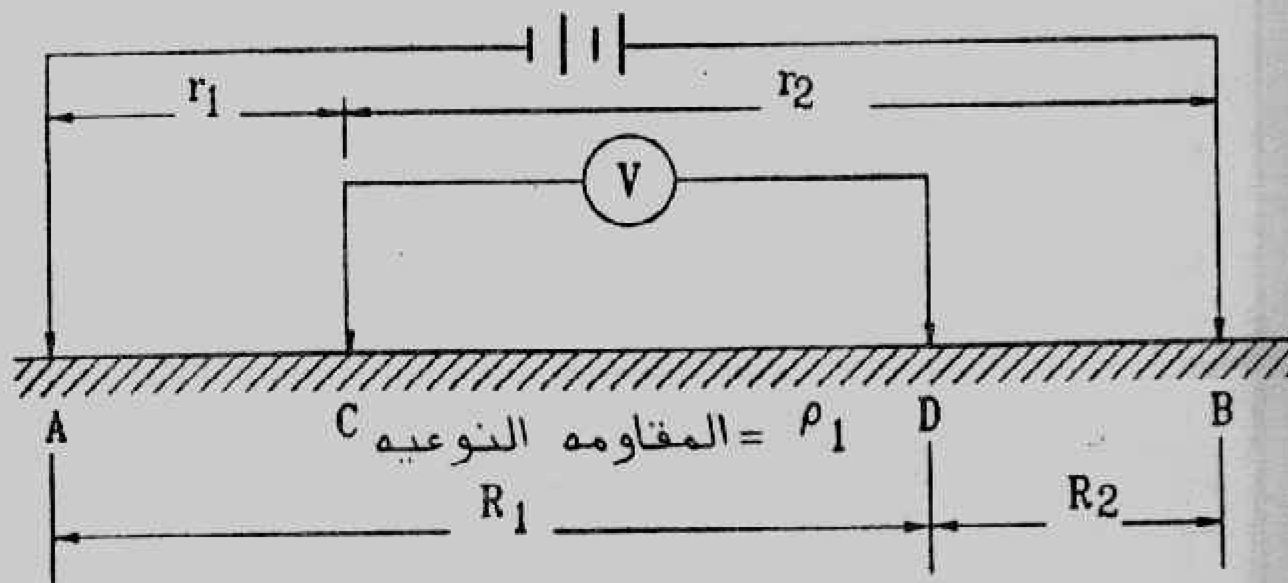
Electrical resistivity survey: (a) Wenner method; (b) empirical method for determination of resistivity and thickness of each layer

شكل (١-٥١): طريقة المسح بالمقاومة الكهربية.

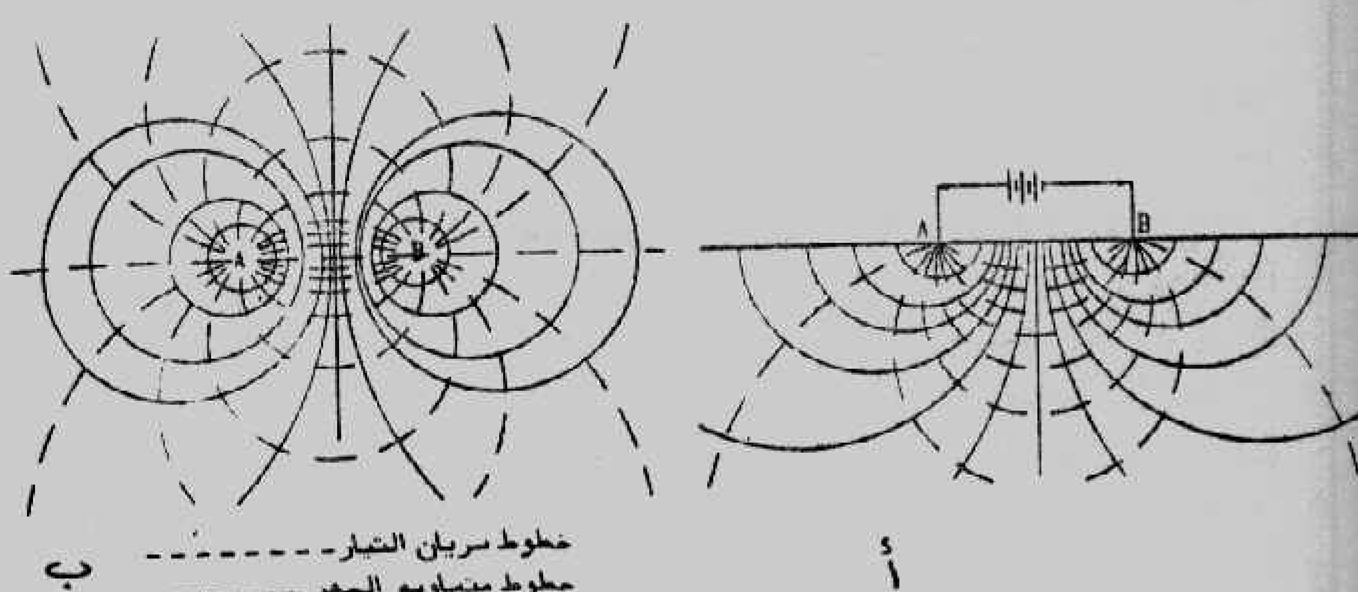
٢- طريقة الجهد المتساوى Equipotential Method :

يتم إمرار تيار كهربى فى الأرض بواسطة قطبى التيار فيمر التيار بينهما نتيجة لاختلاف الجهد ويتم رسم خطوط الجهد المتساوى بواسطة قطبين غير مستقطبين متصلين بمكبر يصل إلى سماعات خاصة، شكل (١-٥٢). ويبقى أحد القطبين مثبتا فى الأرض بينما يحرك القطب الاخر حتى تستقبل فى السماعات أدنى درجة من الصوت وفى هذه النقط يكون القطبان علىنفس خط الجهد المتساوى. وفى حالة التربة المتجانسة تكون خطوط الجهد المتساوى متماثلة

فى توزيعها حول القطبين، شكل (١-٥٣). أما فى حالة وجود صخور جيدة أو رديئة التوصيل الكهربى فى التربة فإنه ينشأ إنحراف فى خطوط الجهد المتساوى، شكل (١-٥٤). وفى حالة الصخور جيدة التوصيل الكهربى فإن خطوط التيار تتجذب إليها بينما تتنافر منحنيات الجهد المتساوى، بينما يحدث عكس ذلك فى حالة الصخور رديئة التوصيل الكهربى واستكشاف التربة بهذه الطريقة مناسب لدراسة التكاوين الجيولوجية التى تفضلها حدود رأسية أو شديدة الانحدار وقليلا ما تستخدم هذه الطريقة فى أعمال الهندسة المدنية.

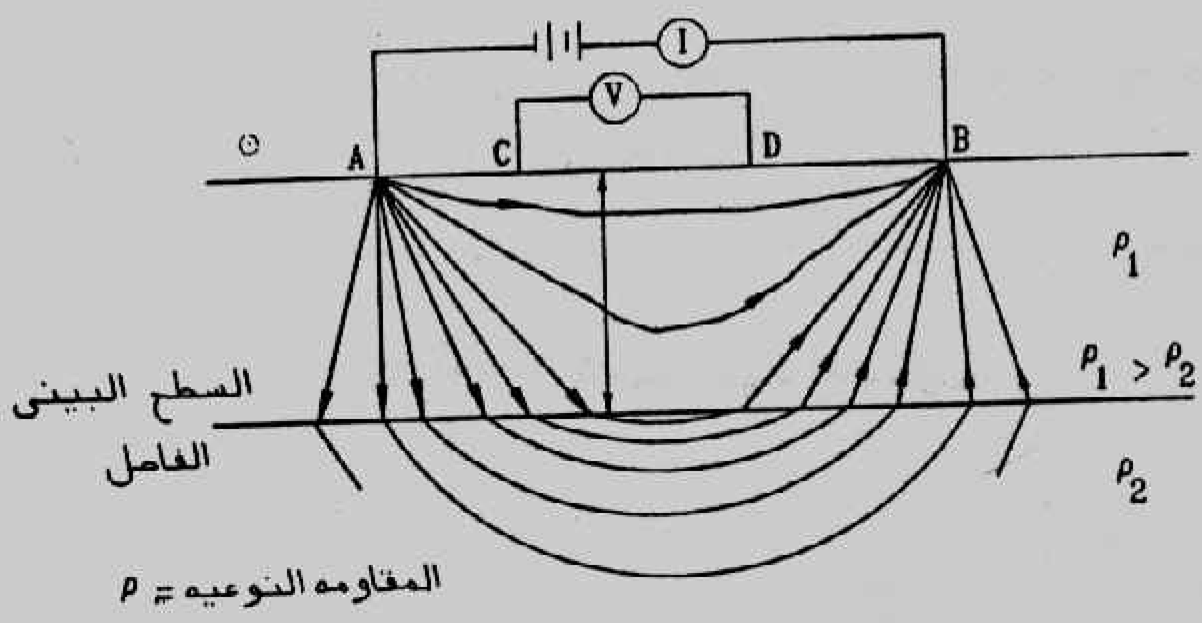


شكل(١-٥٢): طريقة الجهد المتساوى.



شكل (١-٥٣) : خطوط الجهد المتساوى فى حالة الأرض المتجانسة.

أ- أسفل سطح الأرض فى المستوى الرأسى للأقطاب، ب- على مستوى سطح الأرض - الأقطاب عند B, A .



شكل (١-٥٤): خطوط سريان التيار بين الطقبين B,A فى تربة ذات طبقتين

الباب الثانى

قـــدرة التحمـــل Bearing Capacity

مقدمــــة :

عندما يقوم المهندس المصمم بأعمال تصميم الأساسات أى تحديد أبعادها وتسليحها بالإضافة إلى عمق التأسيس فإنه يحتاج إلى معرفة مقدار ما تتحمله تربة التأسيس من أحمال وهو ما يطلق عليه قدرة التحمل (أو جهد التربة).

والأساسات السطحية المصممة يجب أن تحقق ما يلى :

أ- أن تكون آمنة تماما ضد الإنهيار بالقص للتربة الحاملة لها.

ب- أن لا تتعرض الأساسات للحركة أو للهبوط الضارين.

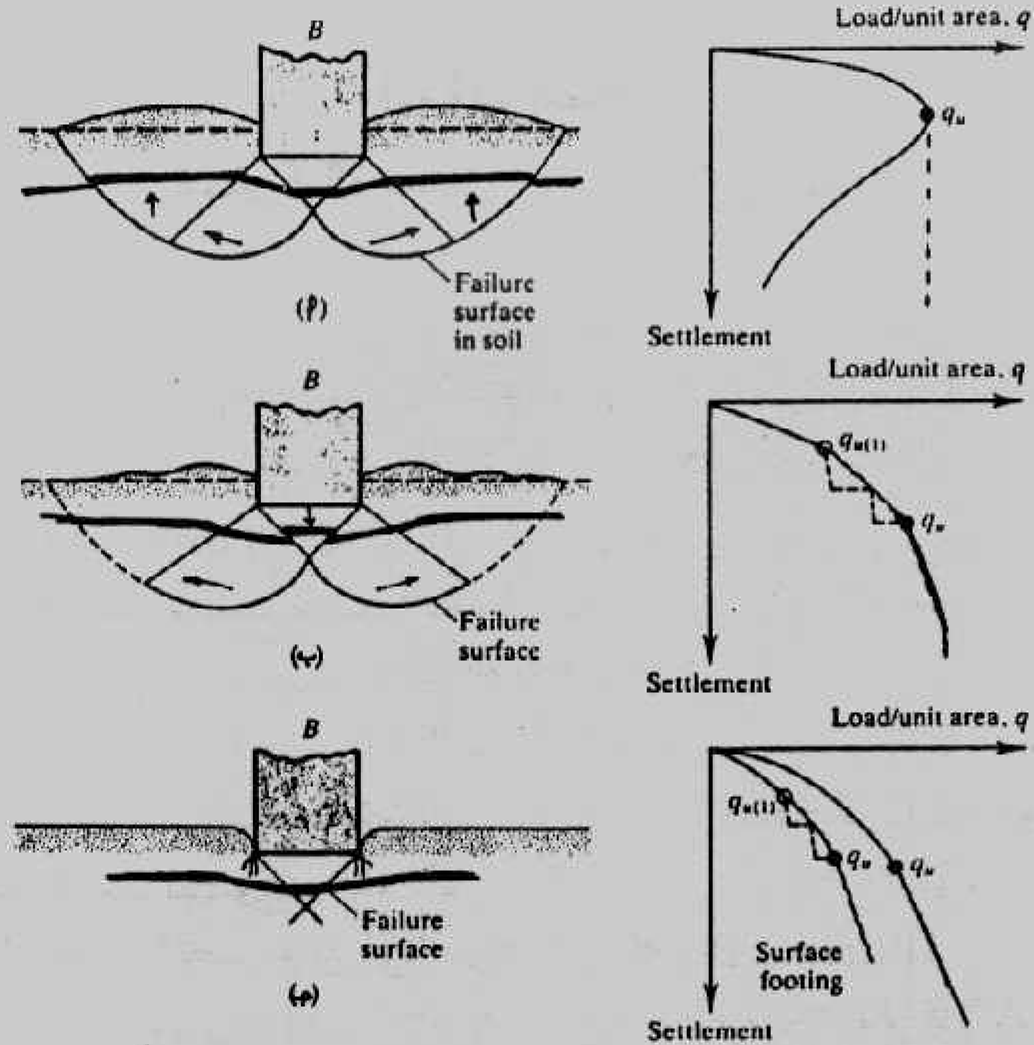
وفى هذا الباب نعرض الطرق المختلفة لتقدير قدرة تحمل التربة كما نلخص طرق حساب الهبوط والقيم المسموح بها له.

قدرة التحمـل القصـــوى Ultimate Bearing Capacity

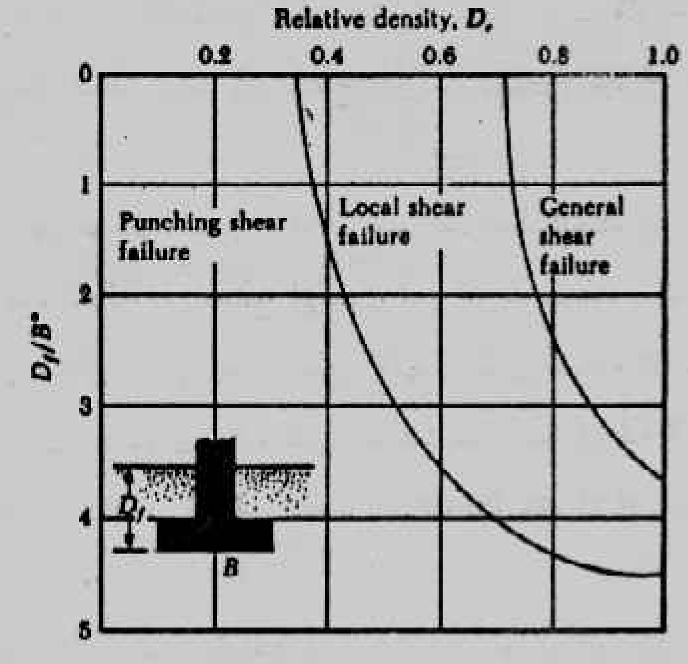
إذا اعتبرنا أساس شريطى مرتكز على سطح تربة ناعمة جامدة أو على رمل متقارب كما هو مبين بالشكل (٢-١أ) وليكن عرض هذا الأساس هو B مع زيادة الحمل على الأساس يزداد معدل الهبوط وعند الوصول لقيمة q_u (الحمل بالنسبة لوحدة المساحة) تنهار التربة الحاملة للأساس فجأة ويمتد سطح الإنهيار إلى سطح التربة. وهذه القيمة للإجهاد q_u التى حدث عندها الإنهيار تسمى قدرة التحمل القصوى للأساس (وقد تسمى جهد التربة الأقصى). وفى هذه الحالة وعندما يحدث الانهيار فجأة ويمتد إلى سطح الأرض يسمى انهيار عام بالقص General Shear Faiture.

أما إذا كان الأساس مرتكزا على رمل أو طين متوسط الدمك فإن زيادة الحمل يصاحبها زيادة فى الهبوط. وفى هذه الحالة فإن سطح الإنهيار فى التربة سوف يمتد لخارج الأساس، شكل (٢-١ب) وحركة الأساس مطلوبة لكى يمتد سطح الإنهيار إلى سطح الأرض (الجزء المنكسر) وهذا يحدث عند قدرة التحمل القصوى q_u والتى بعدها يصاحب زيادة الحمل زيادة كبيرة فى الهبوط ويسمى هذا الانهيار بالانهيار المحلى بالقص Local shear failure

وإذا كان الأساس على رمل متباعد أو تربة غير مدموكة فإن علاقة الحمل بالهبوط تكون كما فى شكل (٢-١ جـ) حيث لا يمتد سطح الانهيار إلى سطح الأرض وبعد الوصول إلى



شكل (٢-١): طبيعة انهيار قدرة التحمل (أ) انهيار القص العام (ب) انهيار القص المحلى (جـ) انهيار القص الخارق



شكل (٢-٢): نماذج انهيار الأساسات فى الرمل

قدرة التحمل القصوى q_u تكون علاقة الحمل – الهبوط خط مستقيم مائل وهذا النوع من الانهيار يسمى بانهيار القص الثاقب Punshing shear failure •

وبناءا على نتائج معملية قدم العالم فيزك تقسيما للحالات التى يحدث بها أنواع الانهيارات السابقة للرمل فى شكل (٢-٢) حيث B^* فى الشكل تعين من العلاقة الأتية :

$$B^* = \frac{2BL}{B+L} \quad \text{...} (2\text{-}1)$$

Where : B = width of foundation
L = length of foundation
(Note : L is always greater than B.)
D_r = relative density of sand
D_f = depth of foundation measured from the ground surface.

وللأساس المربع يكون B = L وللأساس الدائرى :

القطر = B = L وتكون $B^* = B$

ولقد وجد للأساسات القريبة من سطح الأرض حيث D_r / B تكون صغيرة فإن الإنهيار بالقص العام يحدث عند ٤-١٠٪ من قيمة العرض B والانهيار بالقص المحلى أو بالقص الثاقب يحدث عند ١٥-٢٥٪ من قيمة B عرض الأساس•

تعيين قدرة التحمل Determination of Bearing Capacity :

تعين قدرة التحمل إما بالمعادلات الحسابية أو من التجارب الموقعية• والمعادلات الحسابية تعتمد على التحليل النظرى لحركة الأساس فى التربة وتوجد معادلات كثيرة ومتنوعة فى هذا المجال وسوف نستعرض أهمها فى الفقرات التالية• أما تعيين قدرة التحمل من التجارب الموقعية فيتم من تجارب التحميل والاختراق القياسى والاختراق الديناميكى وسوف نقدم هذه الطرق أيضا فى هذا الباب•

معادلة ترزاجى لقدرة التحمل :

Terzaghi's Bearing Capacity Equation

قدم ترزاجى (١٩٤٣) نظرية لقدرة التحمل للأساسات السطحية• ويعتبر ترزاجى الأساس سطحى Shallow إذا كان $B \le D_f$ ، شكل (٢-٣) بينما اعتبر العلماء حديثا أن الأساس يكون سطحيا إذا كان $D_f \le 3 \rightarrow 4B$ •

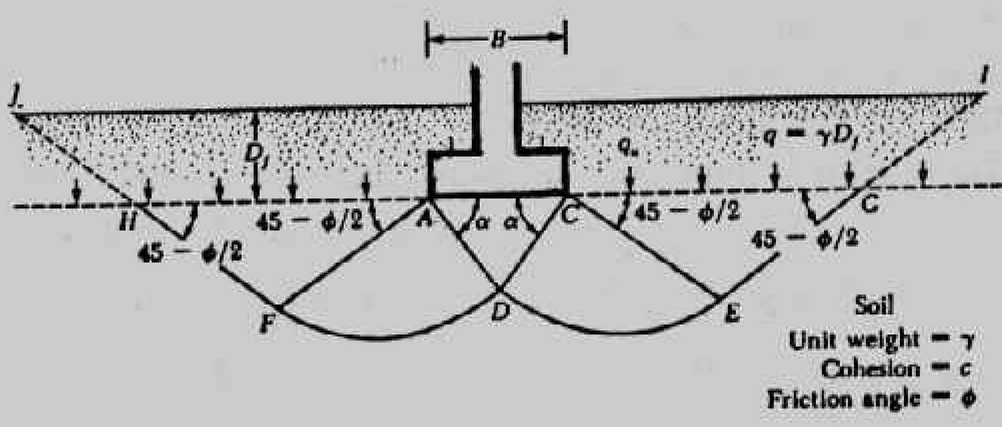
ولقد درس ترزاجى الأساس الشريطى الممتد Strip footing وقدم شكل الانهيار كما هو بشكل (٢-٣)• ولقد استعاض ترزاجى عن التربة فوق منسوب التأسيس بحمل موزع q • ومنطقة الإنهيار أسفل الأساس يمكن تقسيمها إلى ثلاث مناطق :

١- المثلث ACD تحت الأساس مباشرة وهى تسمى Triangular zone .

٢- المناطق ADF, CDE بمنحنيات حلزونية لوغارتمية وتسمى هذه المناطق بمناطق القص القطرى Radial shear zones .

٣- المثلثات AFH, CEG وهى تسمى مناطق رانكين المقاومة Rankine passive zones .

ويلاحظ أن الزوايا CAD, ACD هى زاوية الإحتكاك الداخلى للتربة. كما يلاحظ أن ترزاجى قد أهمل مقاومة القص للتربة على الطولين HL, GI .



شكل (٢-٣): إنهيار قدرة التحمل تحت أساس شريطى ممتد.

ومن دراسة الإتزان قدم ترزاجى المعادلة الأتية لحساب قدرة التحمل للأساس الشريطى:

$$q_u = cN_c + qN_q + \frac{1}{2}\gamma B N_\gamma \quad \text{(Strip foundation)} \quad \text{.......................(2-2)}$$

Where : c = cohesion of soil.

γ = unit weight of soil.

$q = \gamma D_f$

N_c, N_q, $N\gamma$ = bearing capacity factors that are nondimensional and are only functions of the soil friction angle, ϕ

ومعاملات قدرة التحمل تعرف من المعادلات الأتية :

$$N_c = \cot\phi\left[\frac{e^{2(3\pi/4-\phi/2)\tan\phi}}{2\cos^2\left(\frac{\pi}{4}+\frac{\phi}{2}\right)} - 1\right] \quad \text{.......................(2-3)}$$

$$N_q = \frac{e^{2(3\pi/4-\phi/2)\tan\phi}}{2\cos^2\left(45+\frac{\phi}{2}\right)} \quad \text{.......................(2-4)}$$

$$N_\gamma = \frac{1}{2}\left(\frac{K_{p\gamma}}{\cos^2\phi} - 1\right)\tan\phi \quad \text{.......(2-5)}$$

Where : $K_{p\gamma}$ = passive pressure coefficient.

كما أن هذه المعاملات يمكن إيجادها مباشرة من شكل (٢-٤).

ولتعيين قدرة تحمل الأساسات المربعة أو الدائرية تستخدم العلاقات الآتية :

$$q_u = 1.3cN_c + qN_q + 0.4\gamma BN_\gamma \quad \text{(Square foundation) ....(2-6)}$$

$$q_u = 1.3cN_c + qN_q + 0.3\gamma BN_\gamma \quad \text{(Circular foundation) ....(2-7)}$$

حيث B فى المعادلة (2-6) هى طول ضلع الأساس، B قطر الأساس الدائرى فى المعادلة(2-7)

وبالنسبة لحالة الانهيار بالقص المحلى فإن ترزاجى اقترح استخدام المعادلات السابقة ولكن بأخذ C' , ϕ' حيث :

$$C' = \frac{2}{3}C, \quad \phi' = \tan^{-1}\left(\frac{2}{3}\tan\phi\right) \quad \text{.......(2-8)}$$

أو يمكن استخدام المعادلات الاتية :

$$q_u = 0.667cN'_c + qN'_q + 0.5\gamma BN'_\gamma \quad \textit{(Strip foundation)} \text{ ....(2-9)}$$

$$q_u = 0.867cN'_c + qN'_q + 0.4\gamma BN'_\gamma \quad \textit{(Squar foundation)} \text{ ....(2-10)}$$

$$q_u = 0.867cN'_c + qN'_q + 0.3\gamma BN'_\gamma \quad \textit{(Circular foundation)} \text{ ....(2-11)}$$

وتؤخذ فى هذه المعادلات معاملات قدرة التحمل المعدلة من شكل (٢-٥) باستخدام زاوية الإحتكاك الداخلى ϕ

ولقد قام فيزك بتعديل قيم المعامل المعدل N'q بناءا على تجارب متعددة وهو معطى على شكل (٢-٥) على شكل منحنى منقط كما يمكن تعيينه من المعادلة الأتية:

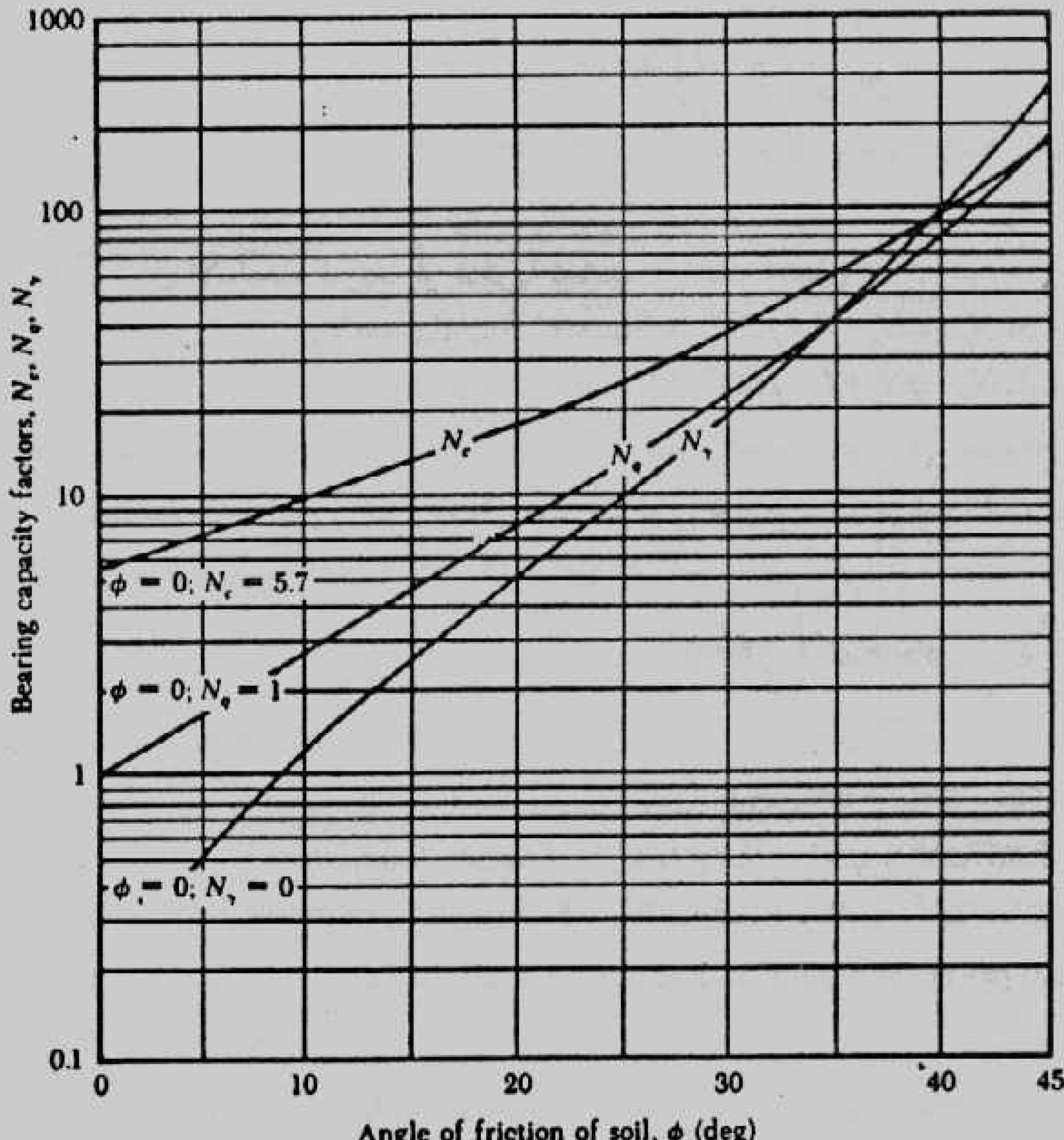
$$N'q = (e^{3.8\phi\tan\phi})\tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right) \quad \text{.......(2-12)}$$

كما يعطى جدول (٢-١) معاملات قدرة التحمل فى حالة الإنهيار بالقص العام.

تأثير المياه الجوفية على قدرة التحمل:

Effect of Water Table on Bearing Capacity

فى معاملات ترزاجى لقدرة التحمل يوجد جزئين من الأجزاء الثلاثة للمعادلات يضم كثافة التربة وبذلك فإن كثافة التربة تؤثر على قدرة التحمل وفى الجزء الثانى من أى معادلة يكون تأثير كثافة التربة المتواجدة فوق مستوى التأسيس وفى الجزء الثالث يكون تأثير كثافة التربة المتواجدة أسفل منسوب التأسيس :



Terzaghi's bearing capacity factors for general shear failure·

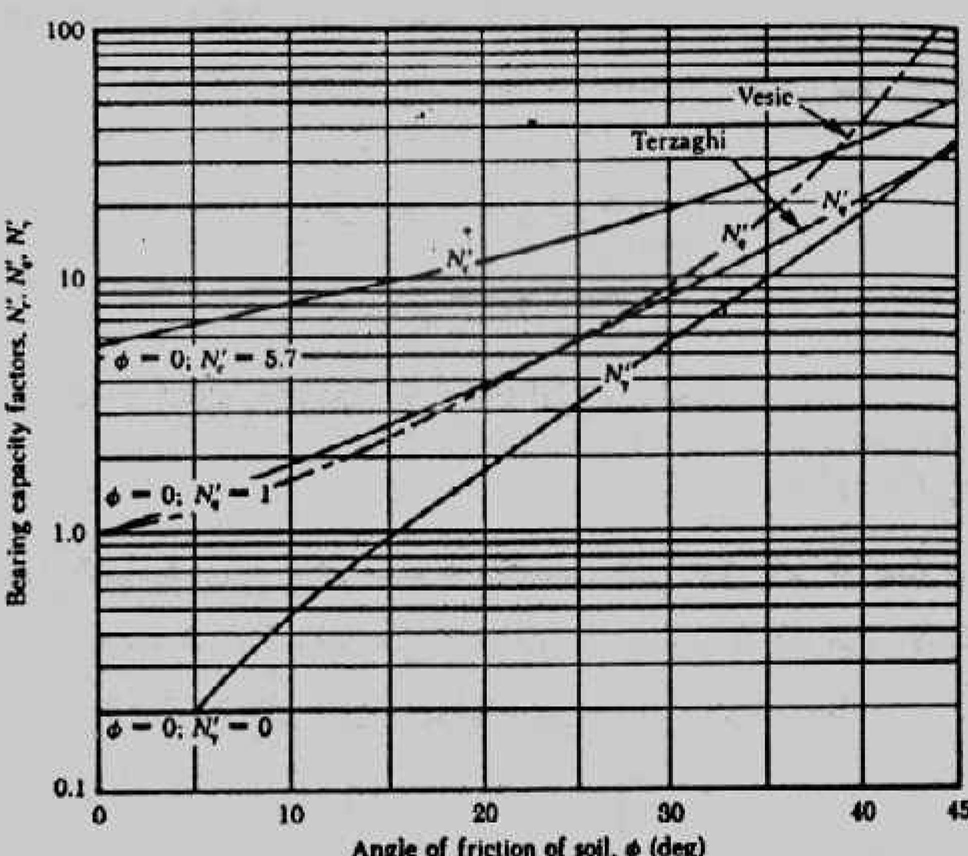
شكل (٢-٤): تعيين معاملات قدرة التحمل (انهيار بالقص العام)

Bearing-capacity factors for the Terzaghi equations

Values of N_γ for ϕ of 34 and 48° are original Terzaghi values and used to back-compute $K_{p\gamma}$ † = 1.5π + 1.

ϕ, deg	N_c	N_q	N_γ	$K_{p\gamma}$
0	5.7†	1.0	0.0	10.8
5	7.3	1.6	0.5	12.2
10	9.6	2.7	1.2	14.7
15	12.9	4.4	2.5	18.6
20	17.7	7.4	5.0	25.0
25	25.1	12.7	9.7	35.0
30	37.2	22.5	19.7	52.0
34	52.6	36.5	36.0	
35	57.8	41.4	42.4	82.0
40	95.7	81.3	100.4	141.0
45	172.3	173.3	297.5	298.0
48	258.3	287.9	780.1	
50	347.5	415.1	1153.2	800.0

جدول (٢-١): معاملات قدرة التحمل لترازجي·



Terzaghi's modified bearing capacity factors: N'_c, N'_q, N'_γ; and Vesic's N'_q.

شكل (٢-٥): تعيين معاملات قدرة التحمل المعدلة (الانهيار بالقص المحلى)

$$q_u = cN_c + qN_q + \frac{1}{2}\gamma BN_\gamma$$

تأثير التماسك للتربة تحت الأساس (جزء التماسك على خط الانهيار DFH	تأثير التربة فوق منسوب التأسيس (جزء العمق) $q = \gamma_1 D$	تأثير التربة أسفل منسوب التأسيس (جزء العرض والاختراق)

وهذا يعنى أن γ_1 هى وحدة الأوزان للتربة فوق منسوب التأسيس وγ هى وحدة الأوزان للتربة تحت منسوب التأسيس. ومعادلات ترزاجى بشكلها السابق بنيت على أساس وجود المياه الجوفية علىأعماق كبيرة أسفل منسوب التأسيس. ولكن وجود المياه الجوفية فوق منسوب التأسيس أو قريبا منه يؤثر على تركيب معادلات ترزاجى.

أ- وجود المياه الجوفية فوق منسوب التأسيس :

حيث $D_1 < D_f$ فى شكل (٢-٦) وتكون q فى معادلات ترزاجى فى هذه الحالة :

q = effective surcharge = $D_1\gamma + D_2(\gamma_{sat} - \gamma_w)$ .... (2-13)

Where : γ_{sat} = saturated unit weight of soil.

γ_w = unit weight of water

وتكون وحدة الأوزان فى الجزء الأخير من المعادلات :

$\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w$ .... (2-14)

ب- وجود المياه الجوفية أسفل منسوب التأسيس :

حينما تكون المياه الجوفية على عمق من منسوب التأسيس يتراوح بين صفر و B أى :

$O \le d \le B$

وفى هذه الحالة لا يتأثر الجزء الثانى فى المعادلات أى

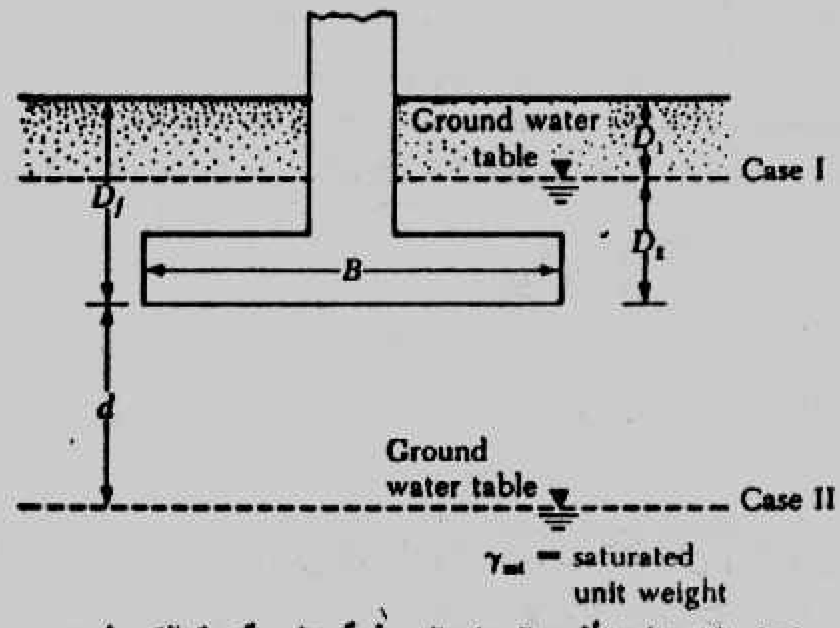
$$q = \gamma D_f \quad \text{...} \quad (2\text{-}15)$$

بينما يتأثر الجزء الثالث بالتعويض عن وحدة الأوزان بالقيمة

$$\bar{\gamma} = \gamma' + \frac{d}{B}(\gamma - \gamma') \quad \text{...} \quad (2\text{-}16)$$

جـ- وجود المياه الجوفية أسفل منسوب التأسيس على عمق أكبر أو يساوى B :

إذا تواجد المياه الجوفية على عمق أكبر أو يساوى B (عرض الأساس) أسفل منسوب التأسيس أى $d \ge B$ فلا تأثير للمياه الجوفية على معادلات قدرة التحمل.



شكل (٢-٦): تأثير المياه الجوفية على قدرة التحمل.

Example (2-1):

A square foundation is 1.5 m x 1.5 m in plan. The soil supporting the foundation has a friction angle of $\phi = 20°$ and $c = 15.2$ KN/m^2. The unit weight of soil, γ, is 17.8 kN/m^3. Determine the allowable gross load on the foundation with a factor of safety (FS) of 4. Assume that the depth of the foundation (D_f) is 1 m and that general shear failure occurs in the soil.

Solution :

From Eq. (2-6)

$$q_u = 1.3cN_c + qN_q + 0.4\gamma BN_\gamma$$

From Figure (2-4) for $\phi = 20°$

$N_c = 17.7$ $N_q = 7.4$ $N_\gamma = 5$

Thus

$q_u = (1.3)(15.2)(17.7) + (1 \times 17.8)(7.4) + (0.4)(17.8)(1.5)(5)$

$= 349.75 + 131.72 + 53.4 = 534.87 \approx 535\ kN/m^2$

So, allowable load per unit area of the foundation =

$$q_{all} = \frac{q_u}{FS} = \frac{535}{4} = 133.75\, kN/m^3$$

Thus, the total allowable gross load

$Q = (133.75)\, B^2 = (133.75)(1.5 \times 1.5) = 300.9 \approx 300\ kN$

Example 2-2 :

Repeat Example (2.1): Assuming that local shear failure occurs in the soil supporting the foundation

Solution :

From Eq. 2.10

$$q_u = 0.867cN'_c + qN'_q + 0.4\gamma BN'_\gamma$$

From figure (2.5) for $\phi = 20°$

$N'c = 12$ $N'q = 4$ $N'\gamma = 1.7$

So :

$q_u = (0.867)(15.2)(12) + (1 \times 17.8)(4) + (0.4)(17.8)(1.5)(1.7)$

$= 158.1 + 71.2 + 18.2 = 247.5\ kN/m^2$

$$q_{all} = \frac{247.5}{4} = 61.9\, kN/m^2$$

Allowable gross load = $Q = (q_{all})(B^2) = (61.9)(1.5^2) = 139$ kN

معادلة مايرهوف لقدرة التحمل :

Meyerhof's Bearing Capacity Equation

قدم ترزاجي ثلاث معادلات لأشكال الشريطي والمربع والدائري ولم يقدم معادلات للأساس المستطيل. كما أن المعادلات لم تأخذ في اعتبارها مقاومة القص على طول سطح الإنهيار فوق منسوب التأسيس كما أنها لم تأخذ في الاعتبار أيضا حالات الأحمال المائلة. ولقد بحث مايرهوف كل هذه الأمور، شكل (٢-٧)، وقدم معادلة عامة لحساب قدرة التحمل.

$$q_u = cN_cS_cd_ci_c + qN_qS_qd_qi_q + \frac{1}{2}\gamma BN_\gamma S_\gamma d_\gamma i_\gamma \quad \text{.......}(2\text{-}17)$$

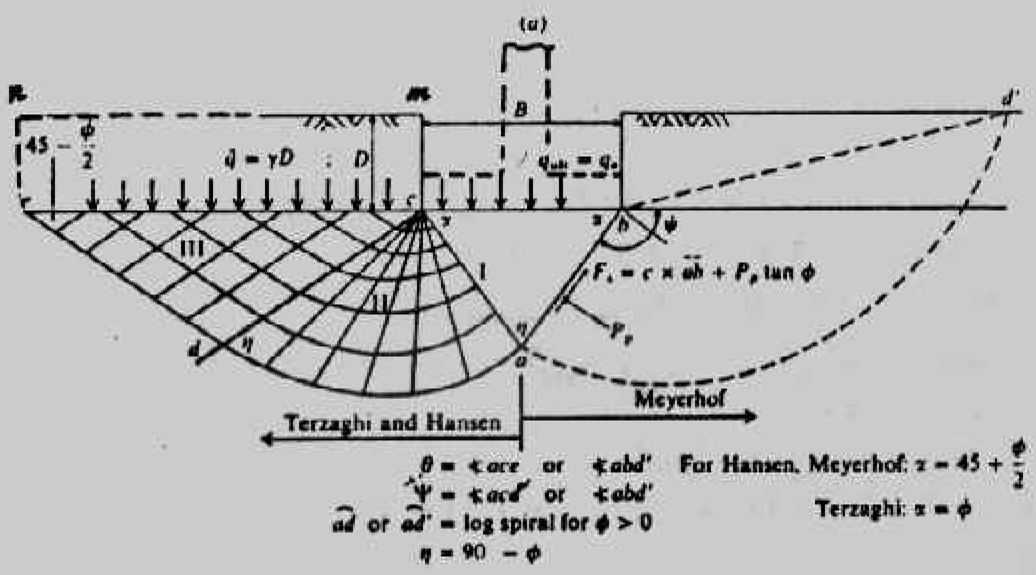
Where: c = cohesion

q = effective stress at the level of the bottom of foundation

γ = unit weight of soil

B = width of foundation (= diameter for a circular foundation)

S_c, S_q, S_γ = shape factors, معاملات الشكل



شكل (٢-٧): انهيار قدرة التحمل لمايرهوف.

d_c, d_q, d_γ = depth factors, معاملات العمــق

i_c, i_q, i_γ = inclination factors معاملات الميــل

$$N_q = e^{(\pi \tan\phi)} \tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right) \qquad (2\text{-}18)$$

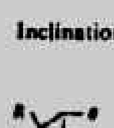
$$N_c = (N_q - 1)\cot\alpha \qquad (2\text{-}19)$$

$$N_\gamma = (N_q - 1)\tan(1.4\phi) \qquad (2\text{-}20)$$

ويعطى جدول (٢-٢): معادلات لحساب معاملات الشكل والعمق والميل.

جدول (٢-٢): المعاملات المختلفة لمعادلة مايرهوف.

Shape, depth, and inclination factors for the Meyerhof bearing-capacity equation

Factors	Value	For
Shape:	$s_c = 1 + 0.2K_p \frac{B}{L}$	Any ϕ
	$s_q = s_\gamma = 1 + 0.1K_p \frac{B}{L}$	$\phi > 10°$
	$s_q = s_\gamma = 1$	$\phi = 0$
Depth:	$d_c = 1 + 0.2\sqrt{K_p} \frac{D}{B}$	Any ϕ
	$d_q = d_\gamma = 1 + 0.1\sqrt{K_p} \frac{D}{B}$	$\phi > 10$
	$d_q = d_\gamma = 1$	$\phi = 0$
Inclination:	$i_c = i_q = \left(1 - \frac{\theta°}{90°}\right)^2$	Any ϕ
	$i_\gamma = \left(1 - \frac{\theta°}{\phi°}\right)^2$	$\phi > 0$
	$i_\gamma = 0$	$\phi = 0$

Where $K_p = \tan^2(45 + \phi/2)$

θ = angle of resultant measured from vertical without a sign

B, L, D = previously defined

أما قيم معاملات قدرة التحمل فهى معطاه فى جدول (٢-٣)٠

جدول (٢-٣): معاملات قدرة التحمل لمعادلات مايرهوف وهانزن وفيزك٠

Bearing-capacity factors for the Meyerhof, Hansen, and Vesić bearing-capacity equations

Note that N_c and N_q are same for all three methods; subscripts identify author for N_γ

ϕ	N_c	N_q	$N_{\gamma(H)}$	$N_{\gamma(M)}$	$N_{\gamma(V)}$	N_q/N_c	$2\tan\phi(1-\sin\phi)^2$
0	5.14	1.0	0.0	0.0	0.0	0.195	0.000
5	6.49	1.6	0.1	0.1	0.4	0.242	0.146
10	8.34	2.5	0.4	0.4	1.2	0.296	0.241
15	10.97	3.9	1.2	1.1	2.6	0.359	0.294
20	14.83	6.4	2.9	2.9	5.4	0.431	0.315
25	20.71	10.7	6.8	6.8	10.9	0.514	0.311
26	22.25	11.8	7.9	8.0	12.5	0.533	0.308
28	25.79	14.7	10.9	11.2	16.7	0.570	0.299
30	30.13	18.4	15.1	15.7	22.4	0.610	0.289
32	35.47	23.2	20.8	22.0	30.2	0.653	0.276
34	42.14	29.4	28.7	31.1	41.0	0.698	0.262
36	50.55	37.7	40.0	44.4	56.2	0.746	0.247
38	61.31	48.9	56.1	64.0	77.9	0.797	0.231
40	75.25	64.1	79.4	93.6	109.3	0.852	0.214
45	133.73	134.7	200.5	262.3	271.3	1.007	0.172
50	266.50	318.5	567.4	871.7	761.3	1.195	0.131

معادلة هانزن لقدرة التحمل Hansen's Bearing Capacity Equation

قدم هانزن (سنة ١٩٧٠) معادلة عامة لحساب قدرة التحمل لأى شكل وعمق وميل :

$$q_u = CN_c S_c d_c i_c g_c + qN_q S_q d_q i_q g_q + \frac{1}{2}\gamma BN_\gamma S_\gamma d_\gamma i_\gamma g_\gamma \ldots\ldots (2\text{-}21)$$

$$N = \text{same as Meyerhof} = Nq\text{-}1)\cot\phi$$

$$N = \text{same as Meyerhof} = \tan^2\left(45+\frac{\phi}{2}\right)e^{\pi\tan\phi}$$

$$N\gamma = 1.5\,(Nq\text{-}1)\tan\phi \ldots\ldots (2\text{-}22)$$

وهذه المعاملات معطاه فى جدول (٢-٣) أو شكل (٢-٨) أما باقى المعاملات فمعطاه فى جدول (٢-٤)٠ أما المعاملات g فهى تمثل ميل سطح الأرض بالنسبة للأساس٠ ونظرا لأهمية معادلة

هانزن لأنها أكثر المعادلات عمومية فلقد أعطيت معاملاتها على الأشكال (٢-٨)، (٢-١٠)، (٢-١١)، (٢-١٢) وجدول (٢-٥)، جدول (٢-٦)٠

معادلة فيزك لحساب قدرة التحمل:

Vesic's Bearing Capacity Equation

قام فيزك (سنة ١٩٧٣، سنة ١٩٧٤) يعمل بعض التعديلات فى معاملات قدرة التحمل رغم استخدامه لمعادلة هانزن (2-21) ولكنه غير $N\gamma$ لتصبح على النحو الاتى :

$N\gamma = 2\,(N_q + 1)\tan\phi$ ....(2-23)

أما N_C, N_q فلم يغيرهما٠ ومعاملات قدرة التحمل معطاه فى جدول (٢-٤) كما أنها معطاه فى جدول (٢-٧)٠ أما باقى المعاملات فهى معطاه فى جدول (٢-٢) وجدول (٢-٣)٠

اختيار معادلة قدرة التحمل :

يلخص جدول (٢-٨) الطرق السابق ذكرها تفصيلا لحساب قدرة التحمل ولابد أن يختار المهندس المدنى عند حساب قدرة التحمل، أى الطرق يمكن أن يستخدمها٠

ومعادلة ترزاجى ما زالت تستخدم بتوسع لأنها قليلة المعاملات وتفضل عند حساب قدرة التحمل لأساس عليه حمل رأس على أساس أفقى وللتربة منخفضة التماسك٠ كذلك تفضل حينما يكون عمق التأسيس مساويا قيمة تتراوح بين $B/2 \rightarrow 2B$ ٠

أما معادلات مايرهوف وهانزن فإنها تستخدم بصفة أساسية وعامة نظرا لاحتوائها على جميع المتغيرات ويقترح استخدام المعاملات المعطاه فى جدول (٢-٩) وهى مقدمة فى أبسط الصور لتسهيل استخدامها٠ أما معادلة فيزك فإنها لا تستخدم كثيرا نظرا لتقاربها الشديد بمعادلة هانزن الأكثر انتشارا٠

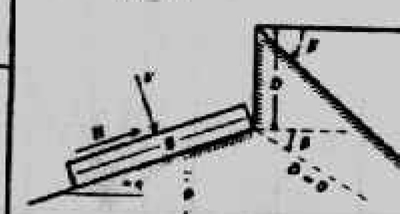
ويجب مراعاة ما يلى عند استخدام معادلات قدرة التحمل :

- فى التربة التماسكة يكون الجزء الأول من المعادلات (جزء التماسك) هو الأكثر تأثيرا فى قيمة قدرة التحمل٠
- فى التربة الغير متماسكة يكون الجزء الثانى من المعادلات (جزء العمق) هو الأكثر تأثيرا حيث تزيد قدرة التحمل بزيادة العمق٠
- لا يجب وضع الأساس على سطح التربة الغير متماسكة نظرا لهروب هذا النوع من التربة من أسفل حواف الأساس عند تحميله٠

جـدول (٢-٤) : المعاملات المختلفة فى معادلات هانزن وفيزك

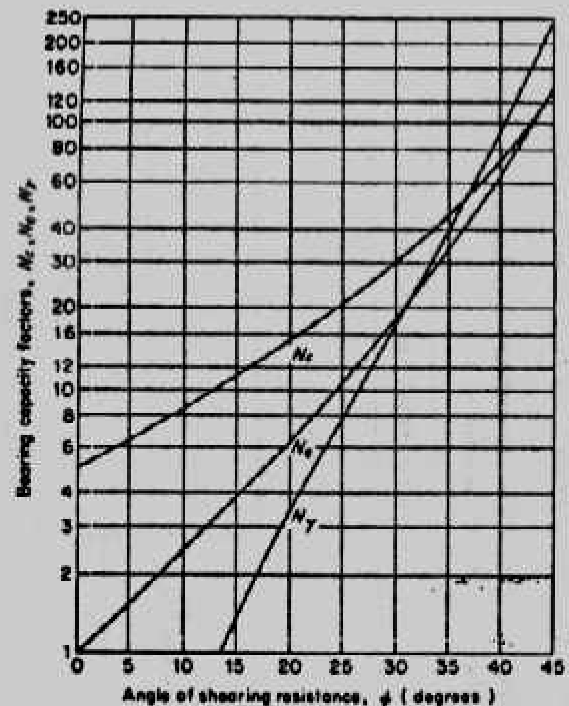
Shape, depth, inclination, ground and base factors for use in either the Hansen (1970) or Vesić (1973) bearing-capacity equations of Table 2-8. Factors apply to either method unless subscripted with (H) or (V). Use primed factors when $\phi = 0$

Shape factors	Depth factors	Inclination factors	Ground factors (base on slope)
$s'_c = 0.2 \cdot \frac{B}{L}$ $s_c = 1 + \frac{N_q}{N_c} \cdot \frac{B}{L}$ $s_c = 1$ for strip	$d'_c = 0.4k$ $d_c = 1 + 0.4k$	$i'_{c,H} = 0.5 - 0.5\sqrt{1 - \frac{H}{A_f c_a}}$ $i'_{c,V} = 1 - \frac{mH}{A_f c_a N_c}$ $i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$ (Hansen and Vesić)	$g'_c = \frac{\beta^\circ}{147^\circ}$ for Vesić use $N_\gamma = -2\sin\beta$ for $\phi = 0$ $g_c = 1 - \frac{\beta^\circ}{147^\circ}$
$s_q = 1 + \frac{B}{L}\tan\phi$	$d_q = 1 + 2\tan\phi(1 - \sin\phi)k$	$i_{q,H} = \left(1 - \frac{0.5H}{V + A_f c_a \cot\phi}\right)^5$	$g_{q,H} = g_{\gamma,H} = (1 - 0.5\tan\beta)^5$ $g_{q,V} = g_{\gamma,V} = (1 - \tan\beta)^2$
$s_\gamma = 1 - 0.4 \cdot \frac{B}{L}$	$d_\gamma = 1.00$ for all ϕ $k = \frac{D}{B}$ for $\frac{D}{B} \le 1$ $k = \tan^{-1}\frac{D}{B}$ for $\frac{D}{B} > 1$ (rad)	$i_{q,V} = \left(1 - \frac{H}{V + A_f c_a \cot\phi}\right)^m$	**Base factors (tilted base)** $b'_c = \frac{\eta^\circ}{147^\circ}$ $b_c = 1 - \frac{\eta^\circ}{147^\circ}$
		$i_{\gamma,H} = \left(1 - \frac{0.7H}{V + A_f c_a \cot\phi}\right)^5$ ($\eta = 0$) $i_{\gamma,H} = \left(1 - \frac{(0.7 - \eta^\circ/450)H}{V + A_f c_a \cot\phi}\right)^5$ ($\eta > 0$) $i_{\gamma,V} = \left(1 - \frac{H}{V + A_f c_a \cot\phi}\right)^{m+1}$	$b_{q,H} = \exp(-2\eta\tan\phi)$ $b_{\gamma,H} = \exp(-2.7\eta\tan\phi)$ $b_{q,V} = b_{\gamma,V} = (1 - \eta\tan\phi)^2$
		$m = m_B = \frac{2 + B/L}{1 + B/L}$; H parallel to B $m = m_L = \frac{2 + L/B}{1 + L/B}$ H parallel to L	Notes: $\beta + \eta \le 90^\circ$ $\beta \le \phi$
		Note: $i_q, i_\gamma > 0$	



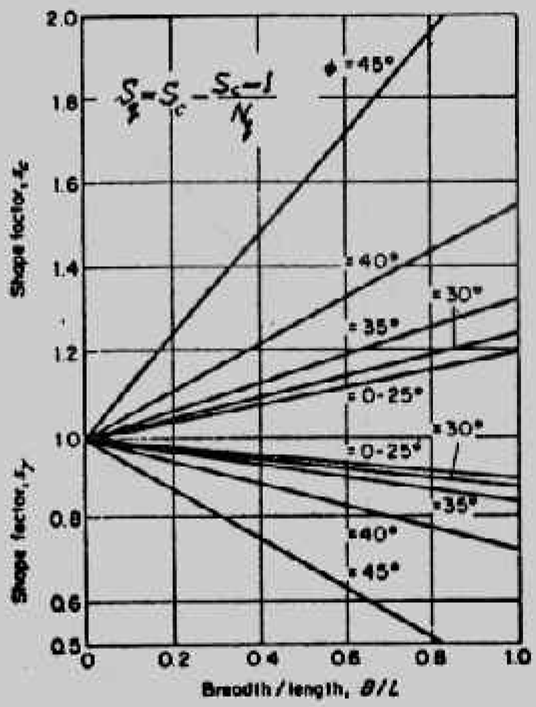
Where A_f = effective footing area $B' \times L'$
c_a = adhesion to base = cohesion or a reduced value
D = depth of footing in ground (used with B and not B')
e_B, e_L = eccentricity of load with respect to center of footing area
H = horizontal component of footing load with $H \le V\tan\delta + c_a A_f$
V = total vertical load on footing
β = slope of ground away from base with downward = (+)
δ = friction angle between base and soil—usually $\delta = \phi$ for concrete on soil
η = tilt angle of base from horizontal with (+) upward as usual case

General: 1. Do not use s_i in combination with i_i.
2. Can use s_i in combination with d_i, g_i, and b_i.
3. For $L/B \le 2$ use ϕ_{tr}.
For $L/B > 2$ use $\phi_{ps} = 1.5\phi_{tr} - 17$
For $\phi \le 34^\circ$ use $\phi_{ps} = \phi_{tr}$



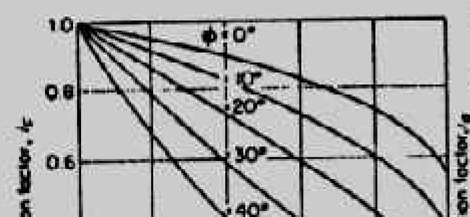
Bearing capacity factors N_c, N_q, and N_γ
(after Brinch Hansen).

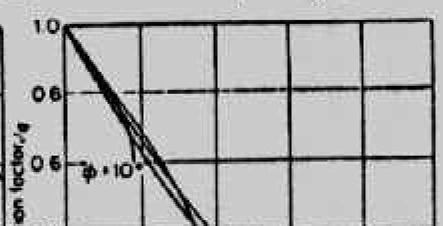
شكل (٢-٨): معاملات هانزن لقدرة التحمل

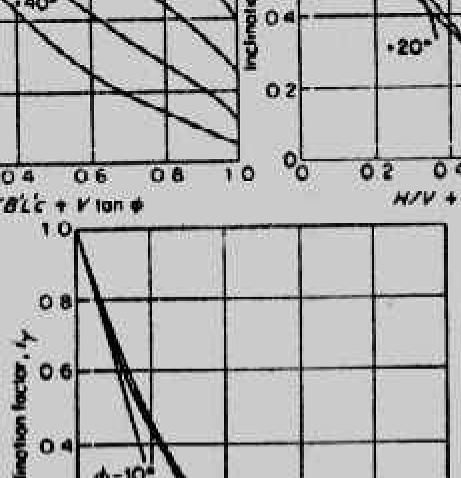


Shape factors s_c and s_γ (after Brinch Hansen).

شكل (٢-١٠) معامل الشكل

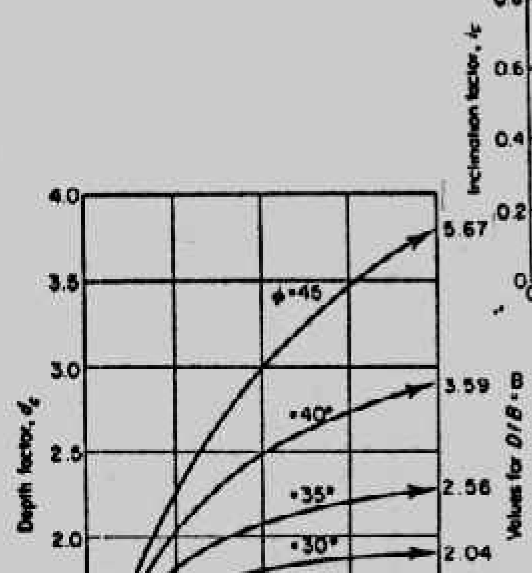






Inclination factors i_c, i_q, and i_γ (after Brinch Hansen).

شكل (٢-٩) : معامل الميل



Depth factor d_c (after Brinch Hansen).

شكل (٢-١١) معامل العمق

جدول (٢-٥): قيم تقريبية لمعاملات الشكل يمكن استخدامها فى معادلات هانزن وفيزك.

Shape factors for shallow foundations ($\varphi > 0$)

Shape of footing	s_c	s_q	s_γ
Strip	1.00	1.00	1.00
Rectangle	$1+\left(\frac{B}{L}\right)\left(\frac{N_q}{N_c}\right)$	$1+\left(\frac{B}{L}\right)\tan\varphi$	$1-0.4\left(\frac{B}{L}\right)$
Circle or square	$1+\frac{N_q}{N_c}$	$1+\tan\varphi$	0.6

After DeBeer (1967) and Vesić (1970)

جدول (٢-٦): معاملات قدرة التحمل لهانزن

Bearing capacity factors ($\varphi > 0$)

φ	N_c	N_q	N_γ	φ	N_c	N_q	N_γ	φ	N_c	N_q	N_γ
0	5.14	1.00	0.00	15	11.0	3.94	1.42	30	30.1	18.4	18.1
1	5.38	1.09	0.00	16	11.6	4.34	1.72	31	32.7	20.6	21.2
2	5.63	1.20	0.01	17	12.3	4.77	2.08	32	35.5	23.2	24.9
3	5.90	1.31	0.03	18	13.1	5.26	2.49	33	38.6	26.1	29.3
4	6.19	1.43	0.06	19	13.9	5.80	2.97	34	42.2	29.4	34.5
5	6.49	1.57	0.09	20	14.8	6.40	3.54	35	46.1	33.3	40.7
6	6.81	1.72	0.14	21	15.8	7.07	4.19	36	50.6	37.8	48.1
7	7.16	1.88	0.19	22	16.9	7.82	4.96	37	55.6	42.9	56.9
8	7.53	2.06	0.27	23	18.1	8.66	5.85	38	61.4	48.9	67.4
9	7.92	2.25	0.36	24	19.3	9.60	6.89	39	67.9	56.0	80.1
10	8.34	2.47	0.47	25	20.7	10.7	8.11	40	75.3	64.2	95.5
11	8.80	2.71	0.60	26	22.3	11.9	9.53	41	83.9	73.9	114
12	9.28	2.97	0.76	27	23.9	13.2	11.20	42	93.7	85.4	137
13	9.81	3.26	0.94	28	25.8	14.7	13.10	43	105	99	165
14	10.4	3.59	1.16	29	27.9	16.4	15.40	44	118	115	199
								45	134	135	241
								46	152	159	294
								47	174	187	359
								48	199	222	442
								49	230	266	548
								50	267	319	682

Values of N_c after Prandtl
N_q after Reissner
N_γ after Hansen
For $\varphi=0$ soil see Fig. 11.5

N_c and N_q together with Hansen's values of N_γ.

جدول (٢-٧): معاملات قدرة التحمل لفيزك

Bearing Capacity Factors*

ϕ	N_c	N_q	N_γ	N_q/N_c	$\tan\phi$
0	5.14	1.00	0.00	0.20	0.00
1	5.38	1.09	0.07	0.20	0.02
2	5.63	1.20	0.15	0.21	0.03
3	5.90	1.31	0.24	0.22	0.05
4	6.19	1.43	0.34	0.23	0.07
5	6.49	1.57	0.45	0.24	0.09
6	6.81	1.72	0.57	0.25	0.11
7	7.16	1.88	0.71	0.26	0.12
8	7.53	2.06	0.86	0.27	0.14
9	7.92	2.25	1.03	0.28	0.16
10	8.35	2.47	1.22	0.30	0.18
11	8.80	2.71	1.44	0.31	0.19
12	9.28	2.97	1.69	0.32	0.21
13	9.81	3.26	1.97	0.33	0.23
14	10.37	3.59	2.29	0.35	0.25
15	10.98	3.94	2.65	0.36	0.27
16	11.63	4.34	3.06	0.37	0.29
17	12.34	4.77	3.53	0.39	0.31
18	13.10	5.26	4.07	0.40	0.32
19	13.93	5.80	4.68	0.42	0.34
20	14.83	6.40	5.39	0.43	0.36
21	15.82	7.07	6.20	0.45	0.38
22	16.88	7.82	7.13	0.46	0.40
23	18.05	8.66	8.20	0.48	0.42
24	19.32	9.60	9.44	0.50	0.45
25	20.72	10.66	10.88	0.51	0.47
26	22.25	11.85	12.54	0.53	0.49
27	23.94	13.20	14.47	0.55	0.51
28	25.80	14.72	16.72	0.57	0.53
29	27.86	16.44	19.34	0.59	0.55
30	30.14	18.40	22.40	0.61	0.58
31	32.67	20.63	25.99	0.63	0.60
32	39.49	23.18	30.22	0.65	0.62
33	38.64	26.09	35.19	0.68	0.65
34	42.16	29.44	41.06	0.70	0.67
35	46.12	33.30	48.03	0.72	0.70
36	50.59	37.75	56.31	0.75	0.73
37	55.63	42.92	66.19	0.77	0.75
38	61.35	48.93	78.03	0.80	0.78
39	67.87	55.96	92.25	0.82	0.81
40	75.31	64.20	109.41	0.85	0.84
41	83.86	73.90	130.22	0.88	0.87
42	93.71	85.38	155.55	0.91	0.90
43	105.11	99.02	186.54	0.94	0.93
44	118.37	115.31	224.64	0.97	0.97
45	133.88	134.88	271.76	1.01	1.00
46	152.10	158.51	330.35	1.04	1.04
47	173.64	187.21	403.67	1.08	1.07
48	199.26	222.31	496.01	1.12	1.11
49	229.93	265.51	613.16	1.15	1.15
50	266.89	319.07	762.89	1.20	1.19

* After Vesic (1973)

جدول(٢-٨): معاملات قدرة التحمل

Bearing-capacity equations by the several authors indicated

Terzaghi (see Table 2-1 for typical values and for $K_{p\gamma}$ values)

$$q_{ult} = cN_c s_c + \bar{q}N_q + 0.5\gamma BN_\gamma s_\gamma \qquad N_q = \frac{a^2}{2\cos^2(45 + \phi/2)}$$

$$a = e^{(0.75\pi - \phi/2)\tan\phi}$$

$$N_c = (N_q - 1)\cot\phi$$

$$N_\gamma = \frac{\tan\phi}{2}\left(\frac{K_{p\gamma}}{\cos^2\phi} - 1\right)$$

For:	strip	round	square
$s_c =$	1.0	1.3	1.3
$s_\gamma =$	1.0	0.6	0.8

Meyerhof (see Table 2-2 for shape, depth, and inclination factors)

Vertical load: $q_{ult} = cN_c s_c d_c + \bar{q}N_q s_q d_q + 0.5\gamma BN_\gamma s_\gamma d_\gamma$

Inclined load: $q_{ult} = cN_c d_c i_c + \bar{q}N_q d_q i_q + 0.5\gamma BN_\gamma d_\gamma i_\gamma$

$$N_q = e^{\pi\tan\phi}\tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right)$$

$$N_c = (N_q - 1)\cot\phi$$

$$N_\gamma = (N_q - 1)\tan(1.4\phi)$$

Hansen (see Table 2-4 for shape, depth, and other factors)

General: $q_{ult} = cN_c s_c d_c i_c g_c b_c + \bar{q}N_q s_q d_q i_q g_q b_q + 0.5\gamma BN_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma g_\gamma b_\gamma$

when $\phi = 0$

use $q_{ult}\, 5.14 s_u(1 + s'_c + d'_c - i'_c - b'_c - g'_c) + \bar{q}$

N_q = same as Meyerhof above

N_c = same as Meyerhof above

$$N_\gamma = 1.5(N_q - 1)\tan\phi$$

Vesić (see Table 2-4 for shape, depth, and other factors)

Use Hansen's equations above

N_q = same as Meyerhof above

N_c = same as Meyerhof above

$$N_\gamma = 2(N_q + 1)\tan\phi$$

قدرة تحمل التربة الصافية والامنة والمسموح بها :

قدرة التحمل المحسوبة من المعادلات تسمى قدرة التحمل القصوى q_u Ultimate Bearing Capacity وهى أقل اجهاد كلى مؤثر على قاع الأساس بسبب انهيار التربة تحت الأساس بالقص. أما قدرة تحمل التربة القصوى الصافية Net Ultimate Bearing Capacity q_{nu} فهى أقل اجهاد صافى بسبب انهيار التربة بالقص. $q_{nu} = q_u - q$

وتعين قدرة التربة الصافية الأمنة من قسمة قدرة التربة القصوى الصافية على معامل الأمان.

$q_{ns} = q_{nu}/F$

F = Factor of safety معامل الأمـــان

q_{ns} = Net safe bearing capacity

كما يمكن تعيين قدرة التحمل الأمنة q_s Safe bearing capacity من

$$q_s = q_{ns} + q = \frac{q_{nu}}{F} + \gamma D \qquad (2\text{-}25)$$

ويجب ملاحظة أن الفرق بين قدرة التحمل القصوى وقدرة التحمل القصوى الصافية هو وزن عمود التربة $(q = \gamma D)$ من سطح الأرض لمنسوب التأسيس. ولقد حدد الكود المصرى لتصميم وتنفيذ الأساسات وميكانيكا التربة الصادر فى سنة ١٩٩٠ معاملات الأمان لقدرة التحمل فى الحالات الأتية :

الحالة (١): يؤخذ معامل الأمان FS = 2.5 إذا أخذت الأحمال الدائمة المؤثرة على الأساس الناتجة من الأحمال الميتة والأحمال الحية وضغط الماء وضغط التربة والأحمال المتحركة بصورة منتظمة.

الحالة (٢) : يؤخذ معامل الأمان FS = 2 إذا أخذت الأحمال غير الدائمة المؤثرة على الأساس مثل ضغط الرياح والأحمال المتحركة بالإضافة إلى الأحمال المذكورة فى حالة التحميل رقم (١).

الحالة (٣): يؤخذ معامل الأمان FS = 1.5 إذا أخذت الأحمال النادرة الحدوث التى تنجم عن الزلازل والكوارث الطبيعية وذلك بالإضافة إلى حالة التحميل رقم (٢). وتطبق هذه الحالة للمنشآت الهامة وذات الطبيعة الخاصة.

أما قدرة التحمل المسموح بها q_a Allowable Bearing Capacity فهى أقصى قدرة آمنة لكل من انهيار القص والهبوط، بمعنى أنه يمكن حساب q_s أو q_{ns} وهى قيم آمنة من انهيار القص وعند حساب الهبوط نجد أنه لكى يكون فى حدود المسموح به فإنه يجب خفض الجهد المعرض

للتربة أى نخفض من قيم q_{ns} أو q_s فتصبح قيمهما q_a . وقد تخفض قيم q_{ns} أو q_s للحصول على أبعاد معقولة ومناسبة لتنفيذ الأساسات.

Example (2-3):

A shallow strip footing of breadth 3.5m is to be founded at a depth of 2.0 m in a soil which has the following properties :

$c = 12$ kN/m^2 $\qquad \varphi = 25°$ $\qquad \gamma = 19.0$ kN/m^3

Determine the safe load/m run.

Solution :

First determine the net ultimate bearing capacity.

From Table (2-6): $N_c = 20.7$ $\quad N_q = 10.7$ $\quad N_\gamma = 8.11$

So $$q_{u(net)} = cN_c + \gamma D(N_q - 1) + \frac{1}{2}\gamma B N_\gamma$$

$= 12 \times 20.7 + 19.0 \times 2 \times 9.7 + ½ \times 19.0 \times 3.5 \times 8.11$

$= 886$ kN/m^2

From eqn 2-25, putting **F = 3**

Safe bearing capacity, $q_s = \frac{q_{u(net)}}{F} + \gamma D$

$= \frac{886}{3} + 19.0 \times 2.0$

$= 333$ kN/m^2

Therefore safe load $= 333 \times 3.5 = 1166$ kN/m

Example (2-4):

Determine the safe uniform load intensity for a rectangular foundation of breadth 8m, length 12 m and founded 2.4 m below the surface.

$C_u = 25$ kN/m^2 $\qquad \varphi u = 10°$ $\qquad \gamma = 18$ kN/m^2

Solution :

From Tabel (2-6). $N_c = 8.34$ $\qquad N_q = 2.47$ $\qquad N_\gamma = 0.47$

$B/L = 8/12 = 0.667$

Then from Table 2-5

$S_c = 1 + 0.667 \times 2.47/8.34 = 1.20$

$S_q = 1 + 0.667 \tan 10° = 1.12$

$S_\gamma = 1 - 0.4 \times 0.1667 = 0.73$

So $q_{u(net)} = c_u N_c S_c + \gamma B N_\gamma s_\gamma - \gamma D$

$= 25.0 \times 8.34 \times 1.20 + 18 \times 2.4\ 2.47 \times 1.12$

$+ ½ \times 18 \times 8 \times 0.47 \times 0.73 - 18 \times 2.4$

$= 351$ kN/m^2

Therefore the safe bearing capacity, $q_s = \frac{351}{3} + 18 \times 2.4 = \underline{160\ kN/m^2}$

Example (2-5):

A square footing vertically and concentrically loaded is to be placed on a cohesionless soil as shown in Fig. (2-12). The soil and other data are as shown :

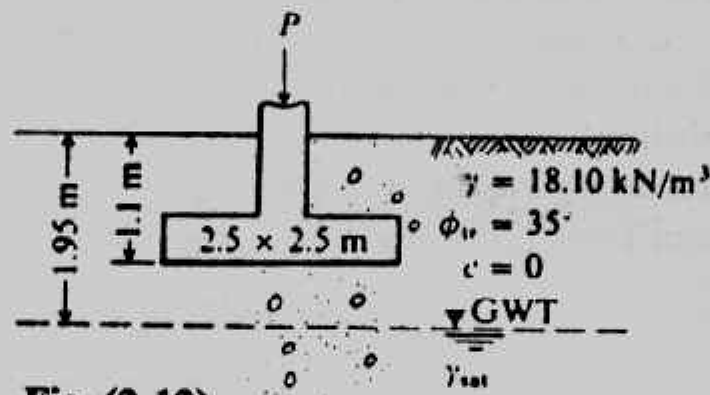


Fig. (2-12)

Required. What is the allowable bearing capacity using the Hansen equation and a SF = 2.0?

Solution :

We should note that *B* would, in general, not be known but would depend on the column load and the allowable soil pressure. We could, however, compute several values of q_a and make a plot of q_a versus B. Here we will compute a single value of q_a.

Step. 1. Since the effective soil unit weight is required, let us find these values. Estimate the "wet" soil has $W_w = 10$ percent and $G_s = 2.68$.

$$\gamma_{dry} = \frac{\gamma_{wet}}{1+w} = \frac{18.10}{1+0.10} = 16.45\ kN/m^3$$

$$V_s = \frac{\gamma_{dry}}{G_s(9.807)} = \frac{16.45}{2.68(9.807)} = 2.626 m^3$$

$$V_v = 1.0 - V_s = 1.0 - 0.626 = 0.374\ m^3$$

The saturated unit weight is the dry weight + weight of water in voids

$$\gamma_{sat} = 16.45 + 0.374\ (9.807) = 20.12\ kN/m^3$$

From Fig. (2-12): we obtain $d = 0.85$ m

$$\underline{\gamma}' = (\gamma_{sat} - \gamma_w) = 20.12 - 9.81 = 10.31\ kN/m^3$$

$$\gamma = 10.31 + (0.85/2.5)\ (18.10 - 10.31)$$
$$= 12.96\ kN/m^3$$

Step 2. Obtain bearing-capacity factors for the Hansen equation using D_o not compute ϕ_{ps}, since footing is square. Computing,

N = 33 $\qquad\qquad$ $N\gamma = 34$

$S_q = 1 + \frac{B}{L} \tan \phi = 1.70$. $S_\gamma = 1 - 0.4 \frac{B}{L} = 0.6$

$dq = 1 + 0.25 \frac{1.1}{2.5} = 1.11$ $d_\gamma = 1.10$

From Table (2-1): and dropping any terms that are not used or are 1.0,

$$q_{ult} = \gamma D N_q S_q d_q + 0.5 \gamma_e B N_\gamma S_\gamma d_\gamma$$

Substituting values,

$$q_{ult} = 18.10(1.1)(33)(1.70)(1.11) + 0.5\,(12.96)(2.5)(34)(0.6)(1.0)$$
$$= 1240 + 330 = 1570 \text{ kPa}$$

$q_a = \frac{1570}{2} = 785$ kPa (a very large bearing pressure).

وهذه قيمة كبيرة للتصميم حيث ينصح ألا تزيد قدرة التحمل الأمنة عن ٥٠٠ كيلو نيوتن/م٢ (٥كجم/سم٢)، وفى هذا المثال يمكن اهمال الجزء الثالث من المعادلة، كما يجب التأكد من أن قدرة التحمل المأخوذة فى التصميم تعطى هبوطا مسموحا به.

Example (2-6):

A square column foundation has to carry a gross allowable total load of 150 kN. The depth of the foundation is 0.7m. The load is inclined at an angle of 20° to the vertical (Fig. 2-13). Determine the width of the foundation, *B*. Use Eq. 2-21 and a factor of safety of 3.

Solution :

With c = 0, the ultimate bearing capacity [Eq. 2-21] becomes.

$$q_u = q N_q S_q d_q i_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma S_\gamma i_\gamma \qquad (g = 1)$$

$q = (0.7)(18) = 12.6 \text{ kN/m}^2$

$\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$

From Table (2-6), for $\phi = 30°$

$N_a = 18.4$ $N_\gamma = 22.4$

From Table (2-9)

$S_q = 1 + \left(\frac{B}{L}\right) \tan \phi = 1 + 0.577 = 1.577$

$S\gamma = 1 - 0.4 \left(\frac{B}{L}\right) = 0.6$

$dq = 1 + 2 \tan \phi\, (1 - \sin \phi)^2 \frac{D_f}{B}$

$= 1 + \frac{(0.289)(0.7)}{B} = 1 + \frac{0.202}{B}$

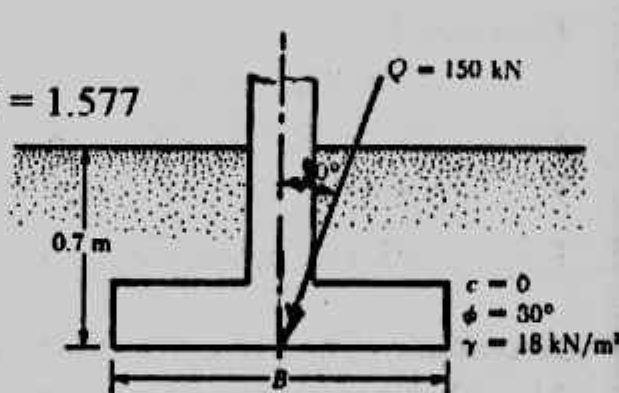


Fig.(2-13)

$d_\gamma = 1$

$$i_q = \left(1 - \frac{B^\circ}{90^\circ}\right)^2 = \left(1 - \frac{20}{90}\right)^2 = 0.605$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{\beta^\circ}{\phi}\right)^2 = \left(1 - \frac{20}{30}\right)^2 = 0.11$$

Hence :

$$q_u = (12.6)(18.4)(1.577)\left(1 + \frac{0.202}{B}\right)(0.605) + (0.5)(18)(B)(22.4)(0.6)(1)(0.11)$$

$$= 212.2 + \frac{44.68}{B} + 13.3B \qquad \text{(a)}$$

$$q_{all} = \frac{q_u}{B} = 73.73 + \frac{14.68}{B} + 4.43B \qquad \text{(b)}$$

Given Q = total allowable load = $q_{all} \times B^2$ or $q_{all} = \frac{150}{B^2}$ (c)

Equating the right-hand sides of Eqs. (b) and (c)

$$\frac{150}{B^2} = 73.73 + \frac{14.89}{B} + 4.43B$$

By trial and error, $B \approx 1.3$ m

Example (2-7):

Refer to Example 2-6, Determine the net allowable load for the foundation using the definition of factor of safety. Use FS = 4.

Solution : From Example (2-6).

$q_u = 535$ kN/m^2

$q = (1)(17.8) = 17.8$ kN/m^2

$$q_{net(all)} = \frac{q_u - q}{FS} = \frac{535 - 17.8}{4} = 129.3 \text{kN}/\text{m}^2$$

Hence :

$Q_{net(all)} = (129.3)(1.5)(1.5) \approx 291$ kN

Example (2-8):

A footingload test. Produced the following data :

D = 0.5 m   B = 0.5 m   L = 2.0 m

$\gamma' = 9.31$ kN/m3 ϕtriaxial = 42.7°   cohesion c = 0

$P_{ult} = 1863$ kN (measured) $q_{ult} = \frac{P_{ult}}{BL} = \frac{1863}{0.5 \times 2} = 1863$ kPa (computed)

Required. Compute the ultimate bearing capacity by both Hansen and Meyerhof equations and compare computed with measured values.

Solution :

(a) Since $c = 0$, any factors with subscript c do not need computing. All g_i and b_i factors are 1.00; with these factors identified, the Hansen equation simplifies to :

$$q_{ult} = \gamma' D N_q S_q d_q + 0.5\gamma B N_\gamma S_\gamma d_\gamma$$

$$L/B = \frac{2}{0.5} = 4 \rightarrow \phi_{ps} = 1.5\,(42.5) - 17 = 46.75°,\ \text{Use } \phi = 47°$$

From a table of ϕ in 1° increments obtain : $N_q = 186.9$, $N\gamma = 299$

Using linear interpolation of Table (2-3) gives 208.2 and 347.2. Using Table (2-4) get the $2\tan\phi\,(1-\sin\phi)^2$ part of d_q term from Table (2-3).

$$S_q = 1 + \frac{B}{L}\tan\phi = 1.27 \qquad S\gamma = 1 - 0.4\frac{B}{L} = 0.9$$

$$d_q = 1 + 0.155\frac{D}{B} \qquad d\gamma = 1.0$$

$$= 1 + 0.155\left(\frac{0.5}{0.5}\right) = 1.155$$

With these values obtain

$$q_{ult} = 0.31(0.5)(186.9)(1.27)(1.155) + 0.5(9.31)(0.5)(299)(0.9(1)$$
$$= 1902.5 \text{ kPa vs } 1863 \text{ measured}$$

(b) By Meyerhof equations of Tables (2-8) and (2-2) and $\phi_{ps} = 47°$

Step. 1. Obtain $Nq = 186.9$ $N\gamma = (Nq - 1)\tan(1.4\phi) = 413.6$

$$Kp = \tan 2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right) = 6.44 \rightarrow \sqrt{K_p} = 2.54$$

$$Sq = S\gamma = 1 + 0.1Kp\frac{B}{L} = 1 + 0.1(6.44)\frac{0.5}{2.0} = 1.16$$

$$dq = d\gamma = 1 + 0.1\sqrt{K_p}\frac{D}{B} = 1 + 0.1\,(2.54)\frac{0.5}{0.5} = 1.25$$

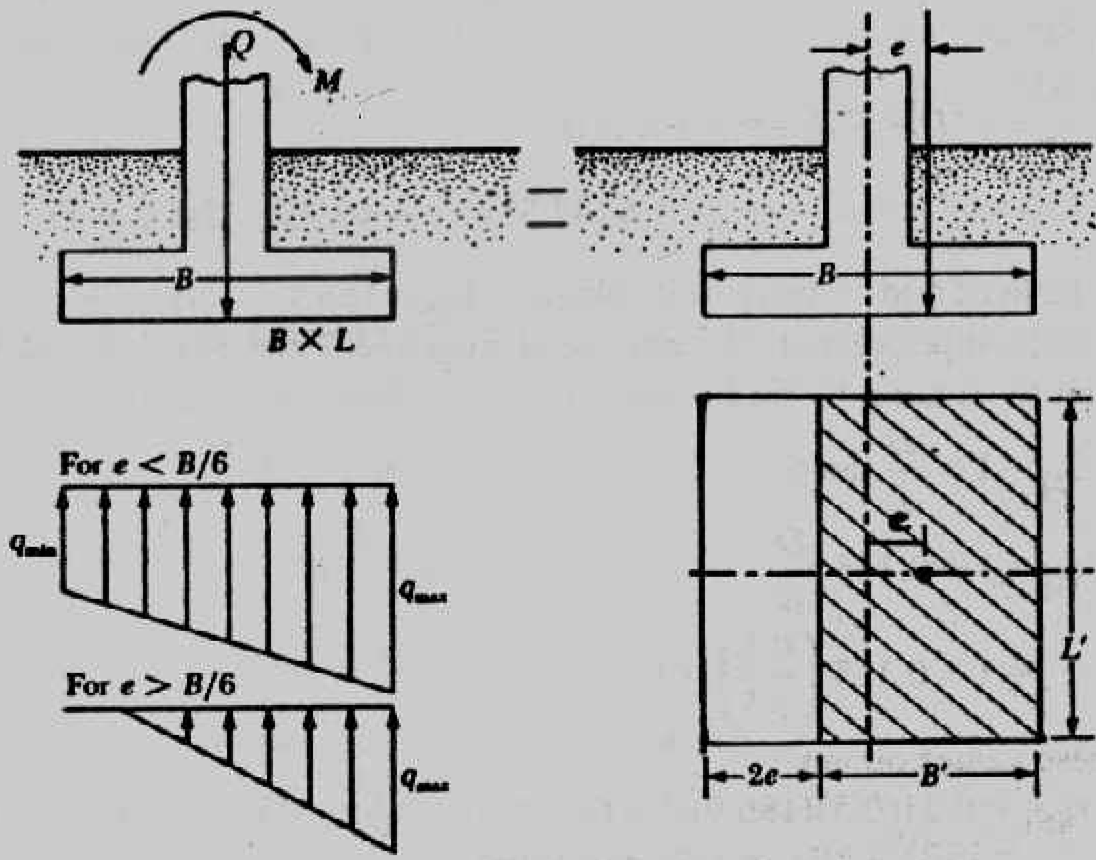
Step.2. Substitute into the Meyerhof equation (ignoring any c subscripts)

$$q_{ult} = \gamma' D N_q S_q d_q + 0.5\gamma B N_\gamma S_\gamma d_\gamma$$
$$= 0.31(0.5)(187)(1.16)(1.25) + 0.5(9.31)(0.5)(414)(1.16)(1.25)$$
$$= 1262 + 1397 = 2659 \text{ kPa}$$

الأساسات الغيرمركزية الحمل :

Foundations with Eccentric Loadings

قواعد الأساسات قد تكون غير مركزية الحمل بسبب عدم تمركز العمود فـي القاعدة أو بسبب وجود عمود متمركز فى القاعدة بحمل محورى مع وجود عدم انحناء ويكون عدم التمركز على محور واحد شكل (٢-١٤) أو على محورين شكل (٢-١٥).



شكل (٢-١٤) الأساسات الغير مركزية الحمل.

وحينما تكون القاعدة غير متمركزة على محور واحد تحسب الإزاحة e من

$$e = \frac{M}{Q} \quad \text{.......(2-26)}$$

ويحسب الجهد على حافتي الأساس من المعادلات :

$$q_{max} = \frac{Q}{BL}\left(1 + \frac{6e}{B}\right) \quad \text{.......(2-27)}$$

$$q_{min} = \frac{Q}{BL}\left(1 + \frac{6e}{B}\right) \quad \text{.......(2-28)}$$

والمعادلات السابقة تستخدم عندما تكون $e < B/6$ ، وتكون $q_{min} = 0$ عندما تكون $e = B/6$ ويكون الجهد على الأساس على شكل مثلث حينما يكون $e > B/6$ حيث يتكون جزء من الشد من أحد الحواف، ولأن التربة لا تتحمل الشد فإنه يحدث انفصال بين الأساس والتربة ويجب تجنب هذه الحالة بقدر الإمكان وهنا تحسب q_{max} من :

$$q_{max} = \frac{4Q}{3L(B - 2e)} \quad \text{.......(2-29)}$$

وتكون الاجهادات تحت الأساسات منتظمة التوزيع إذا انطبقت نقطة تأثير محصلة الأحمال على مركز ثقل الأساس. وعلى ذلك ولتحويل الاجهادات الغير متساوية تحت القواعد الغير متمركزة إلى اجهادات منتظمة التوزيع توجد الأبعاد الفعالة B', L' :

$$B' = \text{effective width} = B-2e \quad \text{.......(2-30)}$$

$$L' = \text{effective length} = L$$

وإذا كان عدم التمركز فى الاتجاه الاخر تؤخذ :

$$L' = L-2e$$

وتحسب قدرة التحمل بواسطة وباستخدام الأبعاد الفعالة B', L' كما أن أقصى حمل يتحمله الأساس Qult يحسب عن :

$$Q_{ult} = q'_u A' \quad \text{.......(2-31)}$$

$$A' = \text{effective area} = B'L' \quad \text{.......(2-32)}$$

وحينما يكون الأساس غير متمركز فى الاتجاهين أو عليه حل محور بالإضافة إلى M_x, M_y شكل (٢-١٥) فتحسب :

$$e_x = \frac{M_x}{V}, \qquad e_y = \frac{M_y}{V}$$

$$B' = B-2e_x$$

$$L' = L-2e_y$$

$$A' = B'L'$$

وتحسب قدرة التحمل باستخدام B', L' وهذا يعنى أن قيمة قدرة التحمل سوف تكون مخفضة. ولقد اقترح مايرهوف طريقة أخرى لإيجاد نسبة التخفيض فى قدرة التحمل R_e حيث تخفض قدرة التحمل فى هذه الحالة وتصبح :

$$q'_{ult} = q_{ult} \cdot R_e \quad \text{.......(2-33)}$$

وتحسب R_e من :

$$R_e = 1 - 2\frac{e}{B} \ \text{(cohesive soil)} \quad \text{.......(2-34)}$$

$$R_e = 1 - \left(\frac{e}{B}\right)^{\frac{1}{2}} \ \text{(cohesionless soil)} \quad \text{.......(2-35)}$$

$$(0 < e/B < 0.03)$$

Example (2-9):

A square foundation is shown in Fig. (2-16) assume that the load eccentricity e = 0.15 m. Determine the ultimate load, Q_{ult}.

Soltuion :

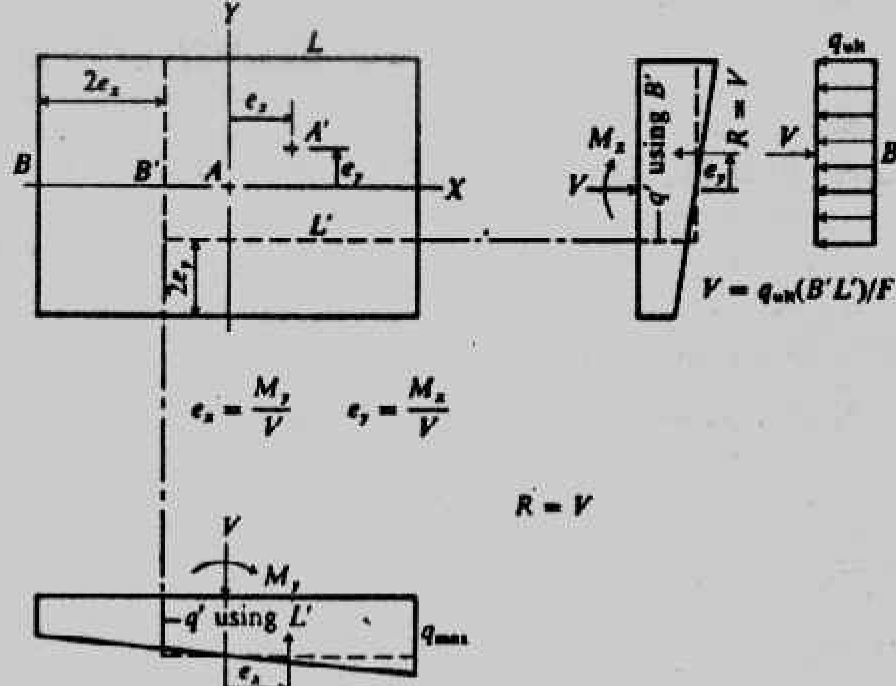
With c = 0, Eq. 2-21 becomes

$$q'_u = qN_qS_qd_qi_q + \frac{1}{2}\gamma B' N_\gamma S_\gamma d_\gamma i_\gamma \qquad , (g = 1)$$

$q = (0.7)(18) = 12.6\ kN/m^2$

For $\phi = 30°$, from Table (2-7) $N_q = 18.4$ and $N\gamma = 22.4$.

$B' = 1.5 - 2(0.15) = 1.2m$



شكل (٢-١٥) الأساس الغير متمركز فى الاتجاهين.

L' = 1.5 m

From Table (2-9)

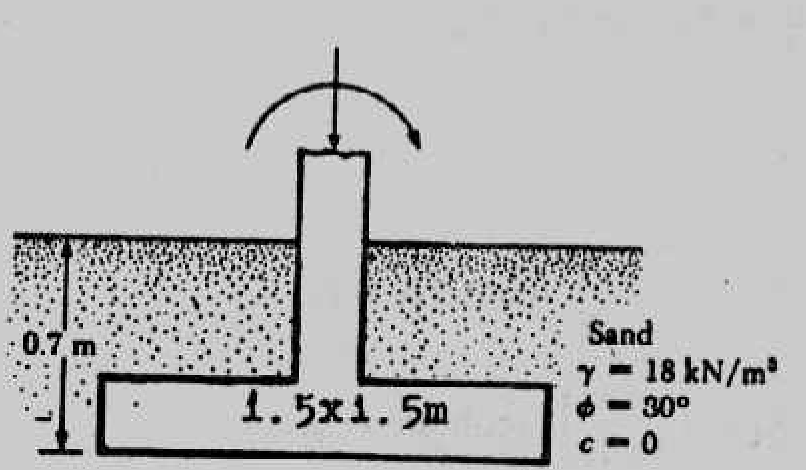


Fig. (2-16)

$$S_q = 1 + \frac{B'}{L'} \tan\phi = 1 + \left(\frac{1.2}{1.5}\right) \tan 30° = 1.462$$

$$d_q = 1 + 2\tan\phi\,(1 - \sin\phi)^2\,\frac{D_f}{B} = 1 - \frac{(0.289)(0.7)}{1.5} = 1.135$$

$$S_\gamma = 1 - 0.4\left(\frac{B'}{L'}\right) = 1 - 0.4\left(\frac{1.2}{1.5}\right) = 0.68$$

$d\gamma = 1$ So :

$$q'_u = (12.6)(18.4)(1.462)(1.135) + \frac{1}{2}(18)(1.2)(22.4)(0.68)(1)$$

$$= 384.3 + 164.50 = 548.8 \text{ kN/m}^2$$

Hence

$$Q_{ult} = B'L'(q'_u) = (1.2)(1.5)(548.8) = 988 \text{ kN}$$

Example (2-10):

A footing 1.8 x 1.8 m square is loaded with an axial load of 1800 kN and Mx = 2 o kN.m, My = 160 kN,m. Underained trixial tests give $\phi = 36°$ and c = 9.61 kN/m^2.The footing depth D = 1.8 m; the soil unit weight is 18 kN/m^3, the water table is 6 m.

Solution :

Step 1. Compute eccentricity and adjusted dimensions.

$$e_x = \frac{My}{P} = \frac{160}{1800} = 0.089,\ 2e_x = 0.178,\ \frac{e_y}{B} = 0.08$$

$$e_y = \frac{270}{1800} = 0.15 \quad ,\ 2e_y = 0.3\ ,\ \frac{e_y}{B} = 0.08$$

$$B' = 1.8 - 0.3 = 1.5 \text{ m},\ L' = 1.8 - 0.178 = 1.622 \text{ m}$$

and $N_c = 51$ $N_q = 38$ $N_\gamma = 40$ (Table 2-3)

$$\frac{D}{B} = \frac{1.8}{1.8} = 1$$

$$S_c = 1 + \frac{N_q}{N_c}\frac{B'}{L'} = 1.69 \qquad d_c = 1 + 0.4\frac{D}{B} = 1.4$$

$$S_q = 1 + \frac{B'}{L'}\tan\phi = 1.67 \qquad d_q = 1 + 2\tan\phi(1-\sin\phi)^2\frac{D}{B} = 1.25$$

$$S_\gamma = 1 - 0.4\frac{B'}{L'} = 0.63 \qquad d_\gamma = 1.00$$

All $i = g = b = 1.0$ (note if $H > 0$ all $Si = 1.0$)

$$q_{ult} = cN_cS_cd_c + \bar{q}N_qS_qd_q + \frac{1}{2}\gamma B' N_\gamma S_\gamma d_\gamma$$

$$= 9.61(51)(1.69)(1.4) + (18)(1.8)(38)(1.67)(1.25) + 0.5(1.8)(18)(40)(0.63)1.0$$

$$= 1158 + 2568.5 + 338.1 = 4064.6 \text{ kN/m}^2$$

With SF = 3, $q_a = \frac{4064.6}{3} = 1354.9 \text{ kN/m}^2$

The allowable load is based on the effective footing area to obtain

$$P_a = 1354.9 \times 1.5 \times 1.622 = 3296.5 \text{ kN.}$$

$$q_{act} = 1354.9 \times \frac{1800}{3296.5} = 739.8 \text{ kN/m}^2$$

By the alternative method using Meyerhof's reduction factor :
Use factors for cohensionless soil, as c is very small

$$R_{ex} = 1 - \left(\frac{e_x}{B}\right)^{\frac{1}{2}} = 1 - (0.05)^{\frac{1}{2}} = 0.78$$

$$R_{ey} = 1 - \left(\frac{e_y}{B}\right)^{\frac{1}{2}} = 1 - (0.08)^{\frac{1}{2}} = 0.72$$

Recompute q_{ult} as for a centrally loaded footing; the depth factors are unchanged; the revised shape factors are :

$$S_c = 1 + \frac{N_q}{N_c}\frac{B}{L} = 1.75$$

$$S_q = 1 + \frac{B}{L}\tan\phi = 1.73$$

$$S_\gamma = 1 - 0.4\frac{B}{L} = 0.60$$

$$q_{ult} = 9.61(51)(1.75)(1.4) + 18(1.8)(38)(1.73)(1.25) + 0.5(18)(1.5)(40)(0.6)(1.0)$$
$$= 1199.1 + 2660.8 + 386.2 = 4246.1 \text{ kN/m}^2$$

$$q_a = \frac{4246.1}{3} = 1415.4 \text{ kN/m}^2$$

$$P_a = q_a(BL)R_{ex}R_{ey} = 1415.4 \times 1.8 \times 1.8 \times 0.78 \times 0.72 = 2575.4 \text{ kN}$$

The reduced allowable pressure is

$$q_a = \frac{2575.4}{1.8 \times 1.8} = 794.9 \text{ kN/m}^2$$

The actual pressure is approximately 794.9 (1800 /2575.4) = 555.6 kN/m^2

وهذه القيمة المسموح بها لقدرة التحمل عالية ويجب حساب الهبوط الذى قد يستلزم تخفيض هذه القيمة. وينصح ألا تزيد القيمة المسموح بها لقدرة التحمل التى تستخدم فى التصميم عن ٥٠٠ كيلو نيوتن/م٢ (٥ كجم/سم٢).

الأساسات على الطيـــن : Foundation on Clay

لحساب قدرة التحمل للأساسات على التربة الطينية تستخدم أحد المعادلات المذكورة فـى هذا الباب على اعتبار 0 = ϕ. ولقد قدم سكبتون Skempton طريقة مبسطة لحساب قدرة التحمل للأساسات على الطين حيث :

$q_{ult} = cN_c + \gamma D$ .... (2-36)

$q_{net\ ult} = cN_c$ .... (2-37)

حيث تعين Nc من الشكل(٢-١٧) بالنسبة للأساسات الشريطية والدائرية والمربعة أما بالنسبة للأساسات المستطيلة :

$$Nc\ rectangular = (0.84 + 0.16\,\frac{B}{L})\ Nc\ square \qquad (2\text{-}38)$$

Example (2-11):

A rectangular footing of breadth 6 m and length 15 m is founded at a depth of 4.5 m in a cohesive soil having the following properties:

$C_u = 40\ kN/m^2 \qquad \varphi_u = 0 \qquad \gamma = 18\ kN/m^3$

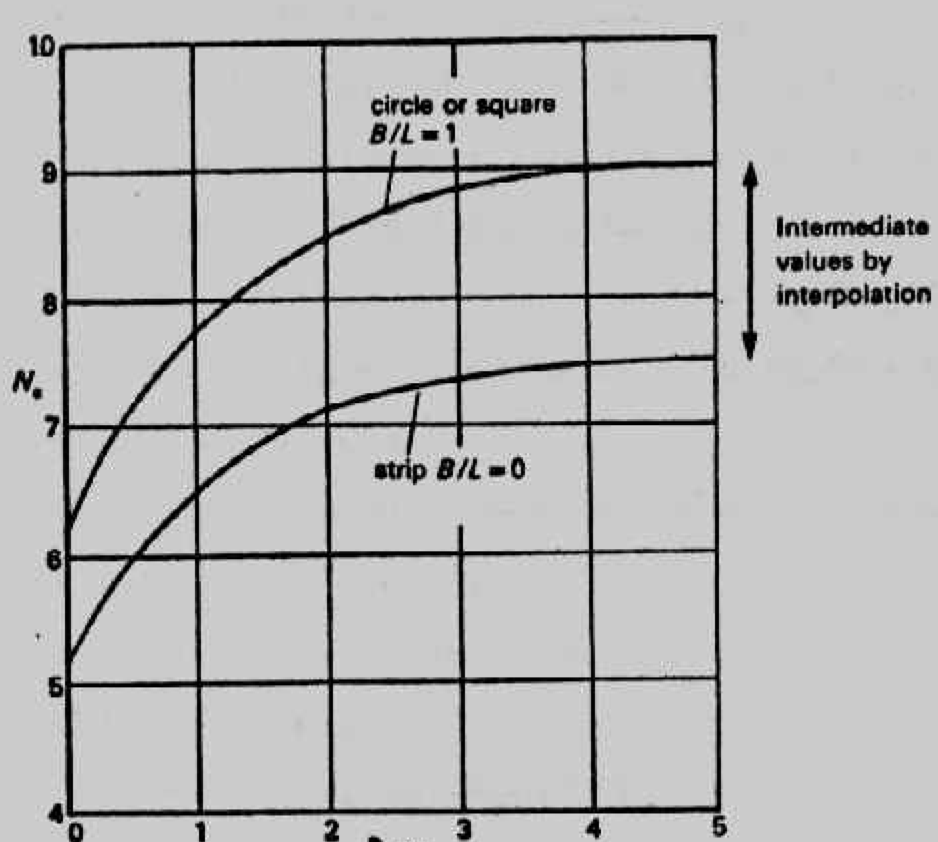
Determine the ultimate bearing capacity for the footing.

Solution :

$D/B = 4.5/6.0 = 0.75 \qquad B/L = 6/15 = 0.40$

Using Skempton's N_c from Fig. (2-17) (interpolating): $N_c = 6.7$

So : $q_u = c_u N_c + \gamma D$



Skempton's values of N_c when $\varphi = 0$

شكل (٢-١٧): معامل سكيتون للأساسات على الطين.

$= 40 \times 6.7 + 18 \times 4.5 = \underline{349\ kN/m^2}$

Using eqn [2-38] :

$N_c = 6.2\ (0.8 + 0.16 \times 0.4) = 5.6$

So $\quad q_u = 40 \times 5.6 + 18 \times 4.5 = \underline{305\ kN/m^2}$

Using the Hansen eqn [2.2] and factors from Tables 3.2 and 2.4 "

$N_c = 5.14, \quad Nq = 1, \quad N_\gamma = 0$

$S_c = 1 + 0.40 \frac{1}{5.14} = 1.078, \quad S_q = 1.0$

So : $S_q = 40 \times 5.14 \times 1.078 + 18 \times 4.5 = 303\ kN/m^2$

قدرة تحمل الصخر Bearing Capacity of Rock :

الصخور نوع من أنواع التربة المكونة للقشرة الأرضية تتميز بالصلابة والتماسك. وهى كتل شديدة الترابط لا تكسر بسهولة باليد ولا تتفتت بسهولة ويعتبر الصخر أفضل أنواع التربة للتأسيس عليه. ورغم ذلك يجب الاهتمام بتصميم الأساسات على الصخر حيث قد تنجم مخاطر تؤدى إلى حركة صخرية كبيرة أو فشل مفاجئ.

ويوجد فى بعض أنواع الصخور ما يمكن معاملته تماما كأى نوع عادى من أنواع التربة مثل الصخور اللينة أو ضعيفة التلاحم (مقاومتها لضغط الغير محصور تقل عن ١٠ كجم/سم٢) والصخور التى يمكن الحفر فيها بالوسائل اليدوية والرمل أو الزلط المتحجر الغير مستمر التلاحم والطباشير والطين الجيرى والرماد البركانى والصخور المطحونة والصخور ذات الفواصل المستمرة المتقاربة والتربة المحتوية على كسر الصخور.

وتصنف الصخور طبقا لمقارنة الضغط الغير محصول لها على النحو الاتى :

- صخور عالية المقاومة جدا وهى صخور مقاومتها أكبر بكثير من الخرسانة حيث تتعدى ٢٠٠ ميجا نيوتن/م٢ (٢٠٠٠كجم/سم٢).
- صخور عالية المقاومة ومقاومتها أكبر من مقاومة الخرسانة حيث تتراوح بين ٥٠ – ٢٠٠ ميجانيوتن/م٢ (٥٠٠ إلى ٢٠٠٠كجم/سم٢).
- صخور متوسطة المقاومة : وهى التى مقاومتها تقترب من مقاومة الخرسانة بين ١٥–٥٠ ميجانيوتن/م٢ (١٥٠ – ٥٠٠كجم/سم٢).
- صخور ضعيفة المقاومة : وهى التى مقاومتها تقترب من مقاومة الطوب بين ٤–١٥ ميجانيوتن/م٢ (٤٠–١٥٠كجم/سم٢).
- صخور ضعيفة المقاومة جدا : وهى التى مقاومتها أقل من مقاومة الطوب ولا تتعدى ٤ ميجاونيوتن /م٢ (٤٠كجم/سم٢).

كما تصنف الصخور طبقا للمسافات بين الفواصل الصخرية بها على النحو الاتى :

- صخور ذات فواصل متباعدة جدا وهى التى تزيد المسافات بين فواصلها عن ٣ مترا.
- صخور ذات فواصل متباعدة وهى التى تتراوح المسافات بين فواصلها من ١–٣ مترا.

• صخور ذات فواصل متقاربة نسبيا وهى التى تتراوح المسافات بين فواصلها من ٠,٣ - ١,٠٠ مترا٠

• صخور ذات فواصل متقاربة وهى التى تتراوح المسافات بين فواصلها من ٥-٣٠ سم٠

• صخور ذات فواصل متقاربة جدا وهى التى تكون المسافات بين فواصلها أقل من ٥ سم٠

كما تؤثر طبيعة الفواصل فى الصخور على تصنيفها من حيث عرض هذه الفواصل والمادة المالئة لها واتجاه هذه الفواصل ومدى تعرض اسطح تلامس الصخر للعوامل الجوية٠ وتتأثر صلاحية الصخر للتأسيس باتجاه الفواصل بالنسبة لاتجاه الحمل حيث أن وجود فاصل تحت الأساس قد يقلل من قدرة تحمل التكوين الصخرى٠ وقد يوصف الصخر بأنه يحتوى على فواصل ذات اتجاه حرج إذا كان هناك احتمال للإنزلاق على سطح الفاصل تحت تأثير محصلة أحمال الأساس٠ والصخر يعتبر سليما إذا زادت المسافات بين فواصله عن ١,٠٠ مترا وإذا زدات مقاومة الضغط الغير محصور له عن ١٠٠٠كيلو نيوتن/م٢ (١٠ كجم/ مم٢) ويشترط أن تكون الفواصل من النوع المقفول والفواصل ذات اتجاه غير حرج٠

وعند حساب قدرة التحمل قبل التصميم يجب دراسة ما يلى :

* تحديد نوع وأماكن وجود الفواصل الواقعة فى مجال تأثير الأساس بما فى ذلك تحديد سمك هذه الفواصل٠

* تحديد مقاومة مادة الصخر٠

ويمكن تقدير قدرة التحمل المسموح بها للتكوينات الصخرية ذى الخصائص الغير حرجة (أى الذى لا توجد به فواصل مفتوحة وسطح الصخر يكون عموديا على الأساس أى الحمل ليس له مركبة مماسة) من :

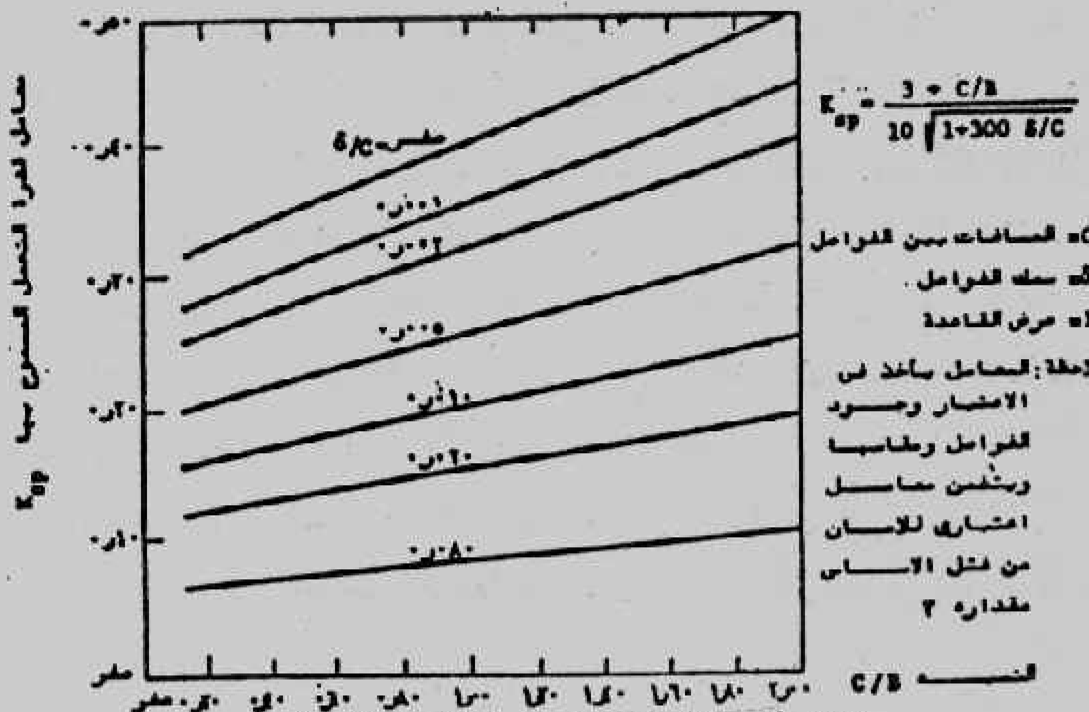
$$q_{all} = K_{sp} \cdot q_{u - core} \qquad (2-39)$$

حيث q_{all} قدرة التحمل المسموح بها باعتبار معامل أمان مقداره ٣ $q_{u\text{-}core}$ مقاومة الضغط غير المحصور لعينات الصخر K_{sp} معامل يعتمد على المسافات بين الفواصل كما هو فى جنول (٢-٩)٠

جدول (٢-٩) قيم المعامل Ksp

المسافات بين الفواصل	K_{sp}
متباعدة جداً (> ٣ متر)	٠,٤٠
متباعدة (١ - ٣ متر)	٠,٢٥
متقاربة نسبياً (٠,٣ - ١,٠٠ متر)	٠,١٠

ويمكن اعتبار الصخر المحتوى على فواصل متقاربة نسبيا (٠,٣ - ١,٠٠ مترا) كحالة انتقالية من الصخر السليم والصخر الغير سليم. والعلاقة السابقة صالحة للصخور ذات الفواصل التى لا تقل المسافات بينها عن ٣٠ سم وسمكها أقل من ٥ مم أو سمكها أقل من ٢٥ مم لو كانت محتوية على مواد مالئة على ألا يقل عرض الأساس عن ٣٠ سم ويبين الشكل (٢-١٨) العوامل المؤثرة على قيمة المعامل K_{sp} وتأثير الفواصل على قدرة التحمل.



شكل (٢-١٨) : معامل قدرة التحمل للصخر.

أما فى حالة الصخور الغير سليمة التى فيها فواصل شديدة التقارب أو كان الصخر مفتتا أو متكسرا فإن الصخر يعامل معاملة التربة الغير متماسكة فى تعيين قدرة التحمل. وهناك تصنيف آخر للصخور حسب صلابتها طبقا لمقاومتها للضغط، وهذا التصنيف مبين فى جدول (٢-١٠).

جدول (٢-١٠): تصنيف الصخر طبقا لمقاومة الضغط

القوة الضغطية للصخر (كجم/سم٢)	النسبة المئوية للمعادن التى صلابتها أكبر من ٥,٥			
	صفر - ٢٥٪	٢٥ - ٥٠٪	٥٠ - ٧٥٪	٧٥ - ١٠٠٪
أقل من ٦٠٠	لين جداً		لين	
٦٠٠ - ١٠٠٠	لين			متوسط الصلابة
١٠٠٠ - ١٤٠٠	لين		متوسط الصلابة	
١٤٠٠ - ١٨٠٠	متوسط الصلابة			صلب
١٨٠٠ - ٢٠٠٠	متوسط الصلابة		صلب	
أكثر من ٢٠٠٠	متوسط الصلابة		صلب	عالى الصلابة

ويمكن تعيين قدرة التحمل للصخر باستخدام معادلة ترزاجى على أن تكون معاملات قدرة التحمل على النحو الآتى :

$$N_q = \tan^6 (45 + \frac{\phi}{2}) \quad \text{.....(2-40)}$$

$$N_c = 5 \tan^4 (45 + \frac{\phi}{2}) \quad \text{.....(2-41)}$$

$$N_\gamma = N_q + 1 \quad \text{.....(2-42)}$$

وتعين c, ϕ للصخر من اختبار الضغط الثلاثى العالى التحميل وغالبا لا تقل عن ϕ عن ٤٠ درجة (ϕ للصخر من ٤٥ إلى ٥٥ درجة) وتتراوح c بين ٣,٥ إلى ٣٥ ميجاباسكال MPa • ومعادلات ترزاجى تعطى قيما عاليا لقدرة التحمل القصوى• وفى أغلب الحالات تؤخذ $\phi = 45°$ ما عدا الحجر الجيرى فيؤخذ من ٣٨-٤٥ ° كما تؤخذ c =5 MPa كقيمة مقابلة•

ولذلك يستخدم معامل جودة الصخور Rock Quality Designation RQD فى حساب قدرة التحمل المطلوبة للتصميم q'_{ult} من :

$$q'_{ult} = q_{ult} (RQD)^2 \quad \text{.....(2-43)}$$

حيث q_{ult} هى المحسوبة من معادلات ترزاجى التى تعطى قيما عالية أما RQD فيعرف من :

RQD = مجموع أطوال القطع السليمة الخارجة من اسطوانة العينات وأكبر من ١٠سم / طول اسطوانة العينات

ومثلا لو كان طول اسطوانة العينات ١٥٠ سم خرج منها عينات طولها ١٣١سم من قطع الصخر السليمة والزلط والتراب وكان مجموع أطوال القطع السليمة الأكبر من ١٠سم هى ٨٩سم فإن :

$$RQD = 89/150 = 0.59$$

ويمكن تصنيف الصخر طبقا لقيمة RQD كما هو مبين فى جدول (٢-١١)•

جدول (٢-١١) تصنيف الصخر طبقا لقيمة RQD

RQD	Rock describtion
< 0.25	Very poor
0.25 - 0.50	Poor
0.50 - 0.75	Fair
0.75 - 0.90	Good
> 0.90	Excellent

Example (2-12) :

A drilled pier with a diameter = 1m to be founded at a depth of 3m. in a rock mass. From the cores the average RQD = 0.50 below the pier point.

Solution : Assume from inspection of the rock cores that :

$\phi = 45°$ and take $c = 5\ kN/m^2$

The Terzaghi shape factors are $S_c = 1.3$ and $S\gamma = 0.6$

Assume the unit weight of the dense rock $\gamma = 25\ kN/m^3$

$$N_c = 5\tan^4(45 + \frac{45}{2}) = 170$$

$$N_q = \tan^6(45 + \frac{45}{2}) = 198$$

$$N_\gamma = N_q + 1 = 199$$

$$q_{ult} = cN_cS_c + qN_q + 0.5\gamma BN_\gamma S_\gamma$$

$$= 5 \times 170 \times 1.3 + 25 \times 3 \times 198 + 0.5 \times 25 \times 1 \times 199 \times 0.6$$

$$= 17447.5\ kN/m^2$$

Use FS = 3 and for RQD = 0.5 obtain the reduced allowable bearing capacity as : $q_a = \frac{q_{ult}(RQD)^2}{3} = \frac{17447.5(0.5)^2}{3} = 1453\ kN/m^2 \approx 15\ kg/cm^2$

قدرة التحمل للأساسات على التربة الطبقية :

Bearing Capacity for Footings on Layered Soils :

حينما يوضع الأساس على طبقات متتالية بحيث تكون الطبقة العلوية غير كافية لاحتواء منطقة الإنهيار بالكامل تحت الأساس فإن قدرة التحمل القصوى يجب أن تعدل :

والحالات الأتية يمكن أن تقابلنا بالنسبة للتربة الطبقية :

١- الأساسات على تربة طبقية طينية ($\phi = 0$) .

أ- الطبقة العلوية أضعف من الطبقة السفلية $C_1 < C_2$.

ب- الطبقة العلوية أقوى من الطبقة السفلية $C_1 > C_2$.

٢- الأساسات على تربة طبقية رملية أو طبقية طينية.

أ- رمل أسفلـه طين.

ب- طين أسفله رمل.

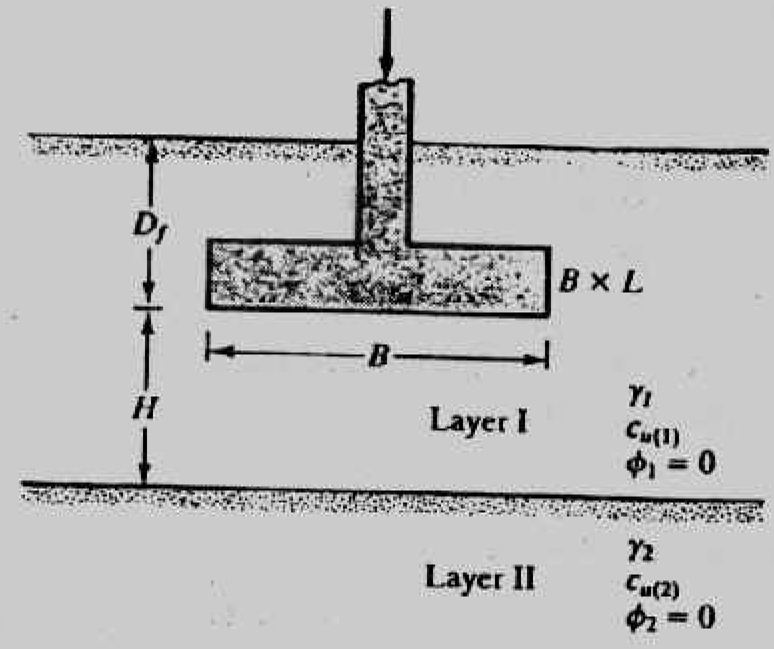
٣- الأساسات على تربة طبقية عامة (C-ϕ) .

أ- الطبقة العلوية أضعف من الطبقة السفلية.

ب- الطبقة العلوية أقوى من الطبقة السفلية.

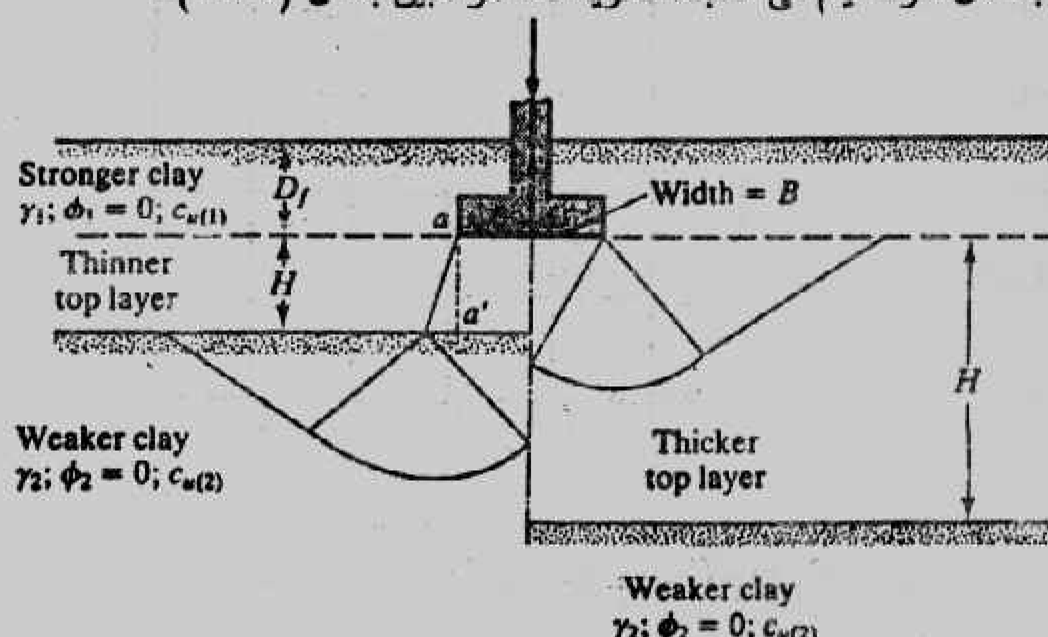
أولا : الأساسات على تربة طبقية طينية $\phi = 0$:

يبين الشكل (٢-١٨) أساس سطحى على تربة مكونة من طبقتين طينيتين العلويـة منها تمتد إلى عمق H أسفل منسوب التأسيس و الطبقة السفلية تمتد إلى امتداد كبير.



شكل (٢-١٨) : الأساسات على تربة طبقية طينية

فإذا كانت $C_{u(1)}/C_{u(2)} > 1$ فإن الإساسات ترتكز على طبقة طينية قوية أسفلها طبقة طينية ضعيفة. وإذا كانت H/B صغيرة نسبيا فإن انهيار التربة تحت الأساس سوف يتم بالإختراق في الطبقة العلوية وبالقص العام في الطبقة السفلية، أما إذا كانت H/B كبيرة نسبيا فإن الإنهيار بالكامل سوف يتم في الطبقة العلوية كما هو مبين بشكل (٢-١٩).



شكل (٢-١٩) قدرة التحمل لطبقة طين قوية على طبقة ضعيفة.

ويمكن حساب قدرة التحمل من :

$$q_u = \left[1 + 0.2\left(\frac{B}{L}\right)\right] C_{u(2)} N_c + \left(1 + \frac{B}{L}\right)\left(\frac{2c_a H}{B}\right) + \gamma_1 D_f$$

من انهيار الاختراق على الطبقة العلوية — من انهيار القص العام على الطبقة السفلية

$$\le \left[1+0.2\left(\frac{B}{L}\right)\right] C_{u(1)} N_c + \gamma_1 D_f \quad \text{.......(2-44)}$$

من انهيار القص العام على الطبقة العلوية

Where B = width of foundation

L = length of foundation

N_c = 5.4 (bearing capacity factor for $\phi = 0$)

C_a = adhesion along the interface aa'

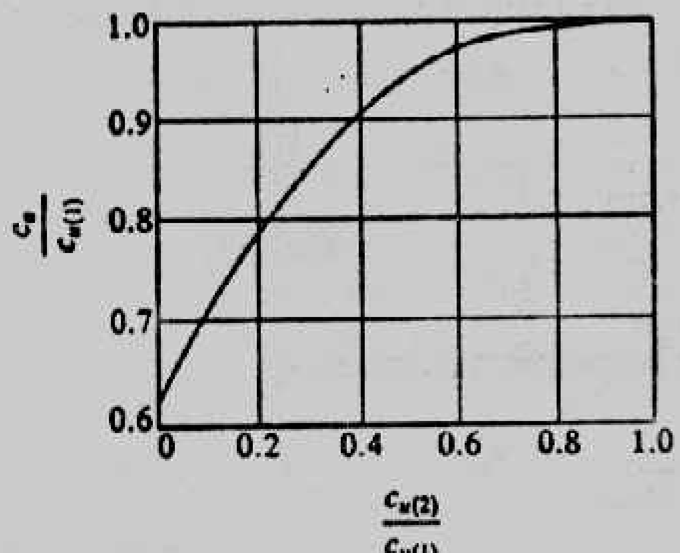
ويبين شكل (٢-٢٠) التغير فى $C_a/C_{u(1)}$ مع $C_{u(2)}/C_{u(1)}$

أما إذا كانت $Cu(1)/Cu(2) < 1$ فإن الأساسات ترتكز على طبقة طينية ضعيفة أسفلها طبقة طينية قوية وتحسب قوة التحمل فى هذه الحالة من :

$$q_u = q_t + (q_b - q_t)\left(1-\frac{H}{H_f}\right)^2 \ge q_t \quad \text{.......(2-45)}$$

Where :

$$q_t = \left[1+0.2\left(\frac{B}{L}\right)\right] C_{u(1)} N_c + \gamma_1 D_f \quad \text{.......(2-46)}$$



شكل (٢-٢٠) التغير فى $C_a/C_{u(1)}$ مع $C_{u(2)}/C_{u(1)}$

$$q_b = \left[1+0.2\left(\frac{B}{L}\right)\right] C_{u(2)} N_c + \gamma_1 D_f \quad \text{.......(2-47)}$$

$H_f \approx B$

Note that $N_c = 5.14$ since $\phi = 0$

ثانيا : الأساسات على الرمل المدموك وأسفله طين ناعم :

حينما ترتكز الأساسات على رمل مدموك أو متقارب Loose or Compacted متبوع بطين ناعم فإنه فى حالة ما يكون سمك طبقة الرمل أسفل الأساس صغير نسبيا فإن سطح الإنهيار يمتد إلى طبقة الطين الناعم. شكل (٢-٢١) وإذا كانت طبقة الرمل تحت الأساس كبيرة نسبيا فإن سطح الإنهيار سوف يقع فى طبقة الرمل. وتحسب قدرة التحمل من :

$$q_u = cN_c + \gamma H^2\left(1 - \frac{2D_f}{H}\right)K_s\frac{\tan\phi}{B} + \bar{\gamma}D_f \qquad (2\text{-}48)$$

وبقيمة قصوى

$$q_u = \frac{1}{2}\gamma BN_\gamma + \gamma D_f N_q \qquad (2\text{-}49)$$

Where ϕ = angle of friction of top sand layer

γ = unit weight of sand

K_S = punching shear resistance coefficient

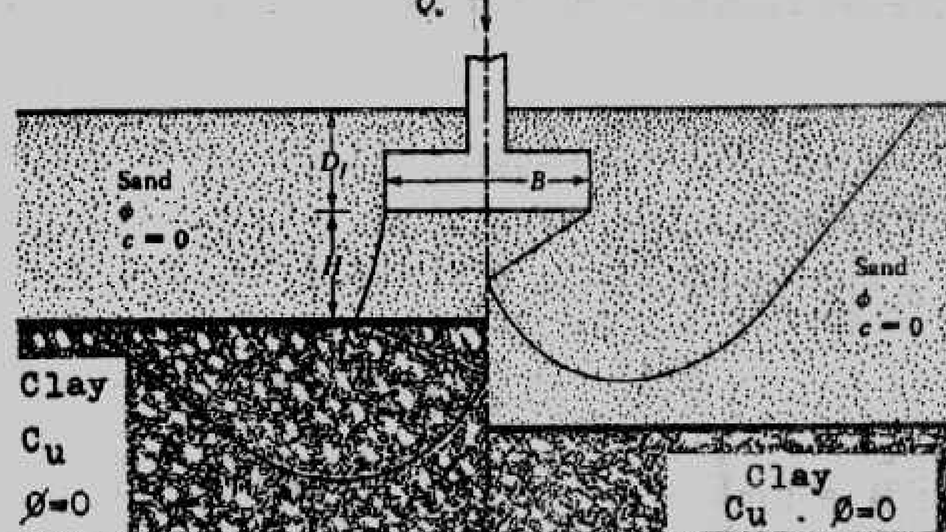
وتعين $N\gamma$ ، N_q بواسطة ϕ من الجداول أو المنحنيات. وعندما تكون $\phi = 0$ تؤخذ $N_C =$ 5.14 أما بالنسبة للأساس المستطيل :

$$q_u = \left(1 + 0.2\frac{B}{L}\right)C_u N_c + \left(1 + \frac{B}{L}\right)\gamma H^2\left(1 + \frac{2D_f}{H}\right)K_s\frac{\tan\phi}{B} + \gamma D_f \qquad (2\text{-}50)$$

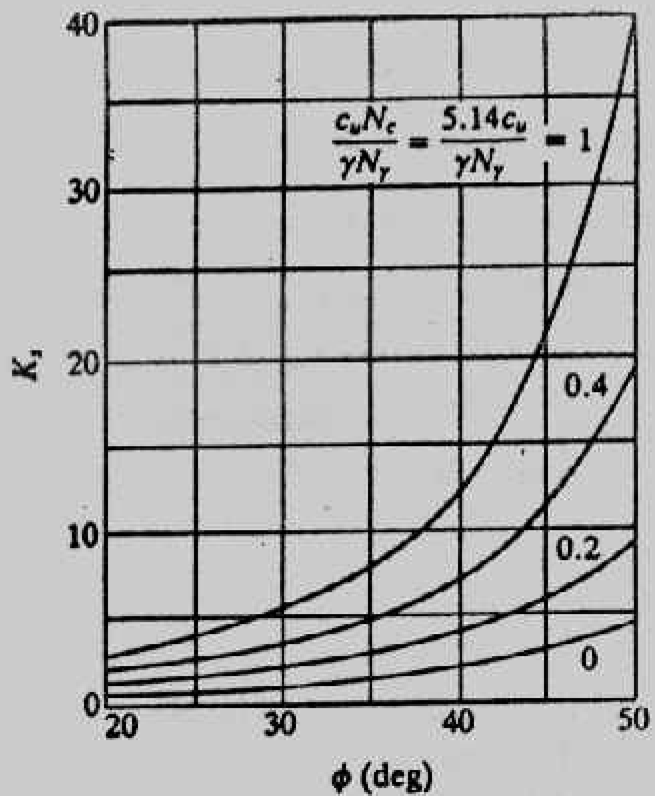
وبقيمة قصوى

$$q_u = \frac{1}{2}\left(1 - 0.4\frac{B}{L}\right)\gamma BN_\gamma + \gamma D_f N_q \qquad (2\text{-}51)$$

ويبين شكل (٢-٢٢) التغير فى معامل مقاومة اختراق القص مع ϕ.



شكل (٢-٢١) أساس مرتكز على رمل مدموك أسفله طين.



شكل (٢-٢٢) تغيـر K_s مع ϕ

Example (2-13):

Refer to Fig. (2-18) a foundation 1.5 m x 1 m is located at a depth (D_f) of 1 m in a clay. A soft clay layer is located at a depth (H) of 1 m measured from the bottom of the foundation Given:

For top clay layer :

Undrained shear strength = 120 kN/m^2

Unit weight = 16.8 kN/m^3

For bottom clay layer :

Undrained shear strength = 48 kN/m^2

Unit weight = 16.2 kN/m^3

Determine the gross allowable load for the foundation with a factor of safety of 4.

Solution :

Given : $C_{u(1)} = 120$ kN/m^2; $C_{u(2)} = 48$ kN/m^2. Since $C_{u(1)}/C_{u(2)} > 1$, Eq. 2-44 will apply, or :

$$q_u = \left[1 + (0.2)\left(\frac{B}{L}\right)\right] C_{u(2)} N_c + \left(1 + \frac{B}{L}\right)\left(\frac{2c_a H}{B}\right) + \gamma_f D_f$$

$$\le \left[1 + (0.2)\left(\frac{B}{L}\right)\right] C_{u(1)} N_c + \gamma_f D_f$$

Where : B = 1 m

L = 1.5 m

$D_f = 1$ m
$H = 1$ m
$N_c = 5.14$
$\gamma_1 = 16.8$ kN/m3

From Fig. (2-20) for $C_{u(2)}/C_{u(1)} = 48/120 = 0.4$, the value of $Ca/Cu(1) \approx 0.9$

So : $C_a = (0.2)(120) = 108$ kN/m^2

So
$$q_u = \left[1 + (0.2\left(\frac{B}{L}\right)\right] C_{u(2)} N_c + \left(1 + \frac{B}{L}\right)\left(\frac{2c_a H}{B}\right) + \gamma_1 D_f$$

$$= \left[1 + (0.2)\left(\frac{1}{1.5}\right)\right](48)(5.14) + \left(1 + \frac{1}{1.5}\right)\left[\frac{(2)(108)(1)}{1}\right](16.8)(1)$$

$= 279.6 + 460 + 16.8 = 656.4$ kN/m^2

Now check :

$$q_u = \left[1 + (0.2\left(\frac{B}{L}\right)\right] C_{u(2)} N_c + \gamma_1 D_f$$

$$= \left[1 + (0.2\left(\frac{1}{1.5}\right)\right](120)(5.14) + (16.8)(1)$$

$= 699 + 16.8 = 715.8$ kN/m^2

So, $q_u = 656.4$ kN/m2 (that is, the smaller of the two values calculated above)

$$q_{all} = \frac{q_u}{FS} = \frac{656.4}{4} = 164.1 kN/m^2$$

Total allowable load is

$(q_{all})(1 \times 1.5) = 246.15$ kN

Example : 2-14

Refer to Fig. (2-21) Given :

For sand :
$\gamma = 18.6$ kN/m^3
$\phi = 40°$

For clay :
$C_u = 19.15$ kN/m^2

For foundation :

B = 1 m L = 1.5 m $D_f = 1$ m H = 1.2 m

Determine the gross ultimate bearing capacity of the foundation.

Solution :

Since the foundation is rectangular, Eqs. 2-50 and 2-51 will apply.

For $\phi = 40°$, from Table (2-7) $N_\gamma = 109.41$.

$$\frac{C_u N_c}{\gamma N_\gamma} = \frac{19.15 x 5.14}{18.6 x 109.41} = 0.05$$

From Fig. (2-22) for $C_u N_c / \gamma N\gamma = 0.05$ and $\phi = 40°$, the value of $K_s \approx 3.1$

Using Eq. (2-50):

$$q_u=\left[1+(0.2)\left(\frac{B}{L}\right)\right]C_uN_c+\left(1+\frac{B}{L}\right)\gamma H^2\left(1+\frac{2D_f}{H}\right)K_s\frac{\tan\phi}{B}+\gamma D_f$$

$$=\left[1+(0.2)\left(\frac{1}{1.5}\right)\right](19.15)(5.14)+\left(1+\frac{1}{1.5}\right)(18.6)(1.2)^2$$

$$\times\left[1+\frac{(2)(1)}{1.2}\right](3.1)\frac{\tan 40}{1}+(18.6)(1)$$

$= 111.56 + 309.8 + 18.6 = 439.96$ kN/m^2

Again, from Eq. 2-51 :

$$q_u=\frac{1}{2}\left[1-(0.4)\left(\frac{B}{L}\right)\right]\gamma BN_\gamma+\gamma D_fN_q$$

For $\phi = 40°$, Nq = 64.20 (Table 2-7).

So : $q_u=(0.5)\left[1-(0.4)\left(\frac{1}{1.5}\right)\right](18.6)(1)(109.41)+(18.6)(1)(64.20)$

$= 746.18 + 1194.1 = 1940.3$ kN/m^2

Hence :

$q_u = 439.96$ kN/m^2

أما بالنسبة للأساسات المرتكزة على طين متبوع برمل فتحسب قدرة التحمل بالطريقة الاتية والتى يمكن استخدامها أيضا للأساسات المرتكزة على رمل أسفله طين.

- تحسب القيمة H حيث :

$$H = 0.5\,B\tan\left(45+\frac{\phi}{2}\right)\text{.......................................}(2\text{-}52)$$

وذلك باستخدام ϕ للتربة العلوية.

- إذا كانت $H > d_1$ فى شكل (٢-٢٣) فتحسب q_{ult} كما يلى :

- توجد q_{ult} بأى معادلة من المعادلات المعروفة وباستخدام بيانات الطبقة العلوية.
- بفرض أن انهيار الاختراق المرتبط بمحيط القاعدة ووزن الأتربة q_1 والناتج عن d_1 تحسب q_{ult} للطبقة السفلية باستخدام هذا المحيط. ويمكن زيادة q_{ult} بإضافة احتكاك مقاومة القص على محيط الإختراق.
- تقارن q_{ult} و q'_{ult} وتستخدم الأصغر قيمة.
- الخطوات السابقة يمكن ترجمتها للمعادلة الأتية :

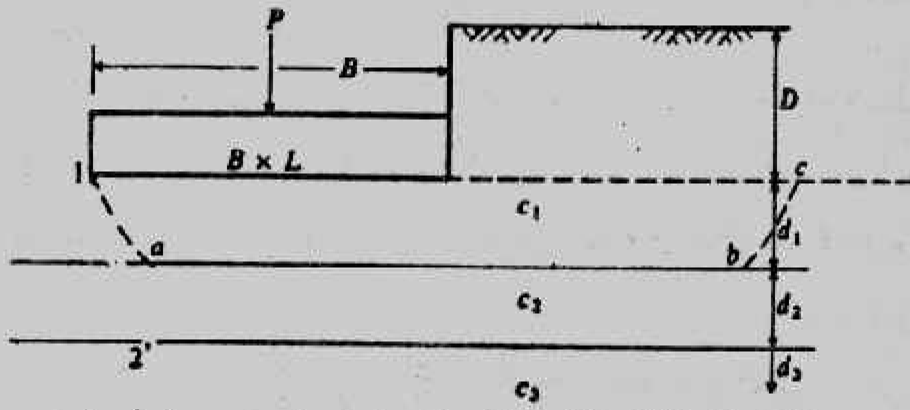
$$q'_{ult}=q''_{ult}+\frac{pP_vK_s\tan\phi}{A_f}+\frac{pd_fc}{A_f}\le q_{ult}\text{.......................................}(2\text{-}53)$$

Where :

q_{ult} = bearing capacity of top layer from equations in Table (2-8).

q''_{ult} = bearing capacity of lower layer computed as for qult but using.
B = footing dimension, $\bar{q} = \gamma d_1$; c, ϕ of lower layer.
P = total perimeter for punching [may use 2 (B + L) or π x diam.]
Pv = total vertical pressure from footing base to lower soil computed as $\int_0^{d_1} \gamma h(dh) + \bar{q} d_1$.
K_s = lateral earth pressure coefficient which may range from $\tan^2$ = (45+ϕ/2) or use Ko.
tan ϕ = coefficient of friction between $P_V K_S$ and perimeter shear zone wall.
Pd_1c = cohesion on perimeter as a force.
A_f = area of footing (converts perimeter shear forces to a stress).

والمعادلة السابقة يمكن أن تطبق لجميع أنواع التربة.



شكل (٢-٢٣): الأساسات على طين متبوع برمل أو العكس.

ثالثا : الأساسات على تربة طبقية عامة (C- ϕ soil) :

هناك طرق متعددة لحساب قدرة التحمل على تربة طبقية عامة وأبسطها ما يقترح إيجاد قيم C، ϕ المعدلة بالنحو الآتى :

- تحسب H' بالمعادلة :

$$H' = 0.5\, B \tan (45 + \frac{\phi}{2}) \quad (2\text{-}56)$$

باستخدام ϕ للطبقة العليا.

- إذا كان H' > d1 تحسب قيمة ϕ المعدلة كما يلى :

$$\phi' = \frac{d_1\phi_1 + (H' - d)\phi_2}{H'} \quad (2\text{-}55)$$

تحسب C المعدلة بنفس الطريقة التى حسبت بها ϕ' للحصول على C' :

$$C' = \frac{d_1 c_1 + (H' - d)C_2}{H'} \quad (2\text{-}56)$$

- تستخدم أى معادلة فى المعادلات المذكورة فى أول هذا الباب لتعيين qult باستخدام c', ϕ'

• إذا كانت التربة العلوية أضعف أى C, ϕ أقل فيجب التأكد من :

$$q_{ult} = 4c + \gamma D \qquad (2\text{-}57)$$

وتصلح هذه الطريقة لأى امتداد من الطبقات المتوالية، ويوجد حل آخر للتربة الطبقية العامة المكونة من طبقات رفيعة بأخذ C, ϕ المتوسطة لهذه الطبقات ثم استخدام أحد المعادلات المذكورة فى هذا الباب :

$$C_{av} = \frac{C_1H_1 + C_2H_2 + C_3H_3 + \ldots + C_nH_n}{SH_i} \qquad (2\text{-}58)$$

$$\phi_{av} = \tan^{-1}\frac{H_1\tan\phi_1, H_2\tan\phi_2 \ldots + H_n\tan\phi_n}{SH_i} \qquad (2\text{-}59)$$

where : C_i = cohesion in stratum of thickness H_i; c may be 0

ϕ_i = angle of internal friction in stratum of thickness H_i; ϕ may be zero

رابعا : طريقة تقريبية لحساب قدرة التحمل للتربة الطبقية :

إذا كانت الطبقات السفلية ذات مقاومة مساوية أو أعلى من مقاومة الطبقة السطحية التى يرتكز عليها الأساس فلا تلزم دراسة تحمل الطبقات السفلية حيث أن جزءا صغيرا من حمل الأساس سوف ينتقل إلى تلك الطبقات وسوف يكون من السهل لها أن تتحمل هذا الجزء الواصل إليها.

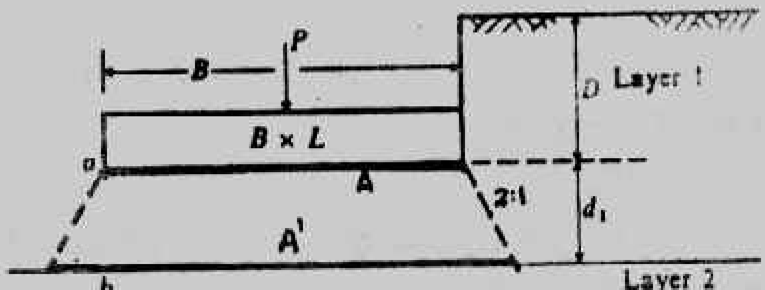
أما إذا كانت الطبقات السفلية ذات تحمل أقل أو أضعف فيتم اتباع الاتى :

• يوزع حمل الأساس بأى طريقة من طرق حساب الإجهاد الرأسى وأبسطها طريقة ٢ : ١ وتعين مساحة التحميل عند سطح الطبقة السفلية وليكن 'A شكل (٢-٢٤).

• تحسب qult للطبقة السفلية على اعتبار الحمل الواصل إليها على مساحة 'A وبأى طريقة من طرق الحساب المذكورة بهذا الباب ومنها :

$$q_{a.\,net} = \frac{q_{ult} - \gamma D}{FS} = \Delta\delta \qquad (2\text{-}60)$$

• تحسب القيمة المسموح بها عند منسوب التأسيس من العلاقة :



شكل (٢-٢٤) : توزيــع الأحمــال

$$q_a = \Delta\delta . \frac{A'}{A} \qquad (2-61)$$

• تعتبر أقل قيمة ناتجة من المعادلات السابقة هى قدرة التحمل المسموح بها.

قدرة تحمل الأساسات على المنحدرات :

Bearing Capacity of Footing on Slopes :

تقل قدرة التحمل حينما تنفذ الأساسات على منحدرات أو قريبا وتتناقص قدرة التحمل كلما زاد ميل هذا الإنحدار وهذا التأثير يكون أكبر فى حالة التربة غير المتماسكة، وتحسب قدرة التحمل القصوى لأساسات شريطية Strip fottings معرضة لحمل رأسى مركزى على منحدر أو قريبا منه، شكل (٢-٢٥) بالخطوات الآتية :

- تحدد نقطة e على المنحدر، وحيث أن خط الإنحدار يمثل مستوى أساسى Principal plane فإن الزاوية α تساوى $(45-\phi/2)$

- يحدد معامل قدرة التحمل المنخفض N_c^1 من :

$$N_c' = N_c \frac{L_1}{L_0} \qquad (2-62)$$

حيث : L_1 - طول خط الإنزلاق adE فى شكل (٢-٢٥).

L_0 - طول خط الإنزلاق ade فى شكل (٢-٧)

- يحسب معامل قدرة التحمل المخفض N'q من :

$$N'_q = N_q \frac{A'}{A} \qquad (2-63)$$

حيث : A1 : مساحة الجزء gfE فى شكل (٢-٢٥) (أ).

Ao : أو مساحة الجزء hgfE فى شكل (٢-٢٥) (ب)

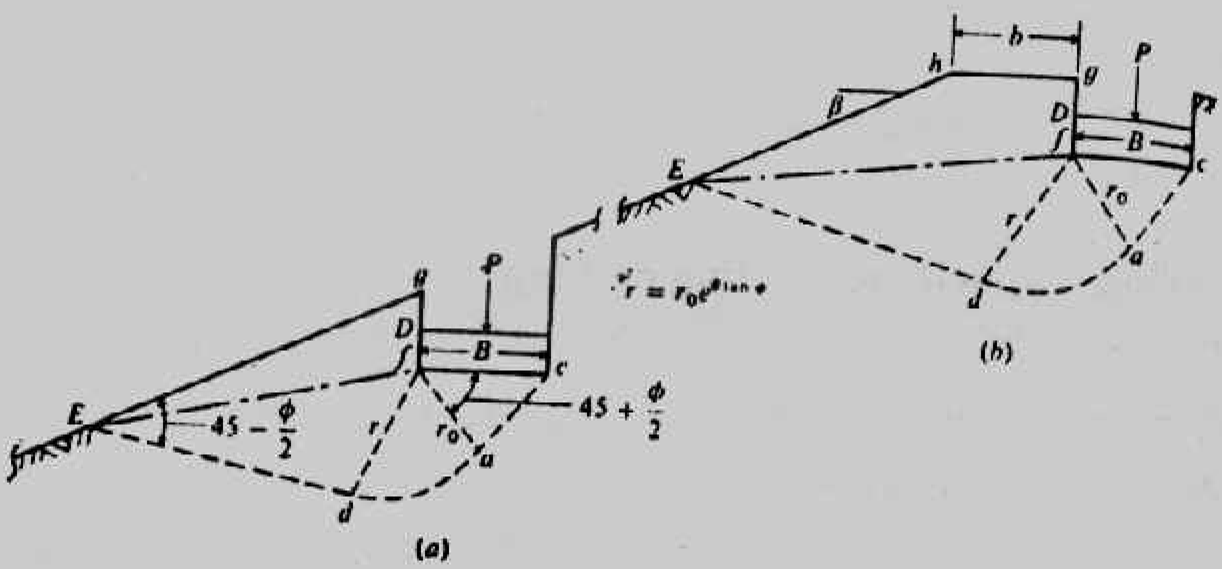
Ao : مساحة الجزء ecnm فى شكل (٢-٧)

- تؤخذ Nγ دون تغيير من جداول معادلة هانزن. حيث أن قيمة Nγ لا تتأثر حيث أنها ترتبط بجزء الاختراق fca .

- تحسب قدرة التحمل باستخدام N'c ، N'q ، Nγ فى معادلة هانزن :

$$q_{ult} = cN_c S_c i_c + \bar{q} N_q S_q i_q + \frac{1}{2}\gamma B N_\gamma d_\gamma i_\gamma$$

ولقد قدم باولسى جداول (٢-) لتعيين N'c ، N'q مباشرة بدلالة عرض الأساس وبعده عن المنحدر ومنسوب التأسيس وزاوية الإحتكاك الداخلى وزاوية ميل المنحدر.



شكل (٢-٢٥) الأساسات على الميول أو بجوارها.

ولتعيين قدرة التحمل لأساس غير شريطى على منحدر أو قريب منه تستخدم العلاقة الآتية :

$$\frac{q_{ult}\ \text{لأساس شريطى على سطح أفقى}}{q_{ult}\ \text{لأساس غير شريطى على سطح أفقى}} = \frac{q_{ult}\ \text{لأساس شريطى على سطح منحدر}}{q_{ult}\ \text{لأساس غير شريطى على سطح منحدر}}$$

كما يجب التأكد من ثبات الميول تحت تأثير الأساسات على المنحدرات أو قريبا منها :

Example (2-15):

Given : A strip footing near the edge of a slope. The angle of internal friction is obtained from interpretation of the reference figure of ϕ versus confining pressure.

Slope = 1 on 2 ($\beta = 26.5°$) and "compact sand"

$\phi_t = 36°$ $c = 0$ $\gamma = 14.85\ kN/m^3$

Case I : b/B = 0.75, D/B = 1.50

Case II : b/B = 1.50, D/B = 0.0

Required : q_{ult}

Soltuion : Case 1 :

(a) By cited method, $q_{ult} = cN_c + \frac{1}{2}\gamma B N_{\gamma q}$

and $N\gamma q \cong 120$

$$q_{ult} = \frac{1}{2}(14.86)(120)\ B = 891B$$

(b) Using the Hansen $N\gamma$. Do not adjust ϕ_{tr} to ϕ_{ps}. For strip footing

$S_q = S_c = S_\gamma = d_\gamma = 1.0$

$D = 1.5B$

$$q_{ult} = \gamma D N_q + \frac{1}{2} B N_\gamma$$

$N'_q = 27$ (obtained and not direct linear interpolation)
$N_\gamma = 38$ (direct computation of Hansen value)

$$q_{ult} = \bar{q} N_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma$$

$$= 14.85\,(1.5B)(27) + \frac{1}{2}\,(14.85)\,B(38)$$

$$= 601\,B + 282B = 883B < 891B$$

Case II: For a footing on the surface (D/B = 0) and at 1.5B from the edge of slope (b/B = 1.5).Experimentally.

$$q_{ult} = \frac{1}{2}(14.85)(B)(35) = 260B \text{ kpa}$$

By Bowles, $\bar{q} = 0$ and $N_\gamma = 38$ (computed)

$$q_{ult} = \frac{1}{2}\,(14.85)(B)(38) = 282B \text{ kpa}$$

The largest difference is obtained at D/B = 0 and b/B = 0. These experimental results will be greatly influenced by tack of confinement at D/B = 0 and produce results which are different from theory. Note, however, no one would place a footing at D/B = 0 on sand.

جدول (٢-١٢): معاملات قدرة التحمل للأساسات على الميول أو القريبة منها (Bowles)

β		D/B = 0, b/B = 0: ϕ = 0	10	20	30	40	D/B = 0.75, b/B = 0: 0	10	20	30	40	D/B = 1.50, b/B = 0: 0	10	20	30	40
0	N_c =	5.14	8.35	14.83	30.14	75.31	5.14	8.35	14.83	30.14	75.31	5.14	8.35	14.83	30.14	75.31
	N_γ =	1.03	2.47	6.40	18.40	64.20	1.03	2.47	6.40	18.40	64.20	1.03	2.47	6.40	18.40	64.20
10		4.89	7.80	13.37	26.80	64.42	5.14	8.35	14.83	30.14	75.31	5.14	8.35	14.83	30.14	75.31
		1.03	2.47	6.40	18.40	64.20	0.92	1.95	4.43	11.16	33.94	1.03	2.47	3.83	14.13	40.81
20		4.63	7.28	12.39	23.78	55.01	5.14	8.35	14.83	30.14	66.81	5.14	8.35	14.83	30.14	75.31
		1.03	2.47	6.40	18.40	64.20	0.94	1.90	4.11	9.84	28.21	1.03	2.47	5.45	12.93	35.14
25		4.51	7.03	11.82	22.38	50.80	5.14	8.35	14.83	28.76	62.18	5.14	8.35	14.81	30.14	75.57
		1.03	2.47	6.40	18.40	64.20	0.92	1.82	3.85	9.00	25.08	1.03	2.47	5.30	12.06	31.80
30		4.38	6.77	11.28	21.03	46.88	5.14	8.33	14.83	27.14	57.76	5.14	8.35	14.83	30.14	68.64
		1.03	2.47	6.40	18.40	64.20	0.88	1.71	3.54	8.08	21.91	1.03	2.47	5.04	10.99	28.33
40		3.62	5.33	8.33	14.34	28.56	4.70	6.83	10.55	17.85	34.84	5.14	8.34	12.76	21.37	41.12
		1.03	2.47	6.40	18.40	64.20	0.37	0.63	1.17	2.36	3.52	0.62	1.04	1.83	3.52	7.80

β	D/B = 0, b/B = 0.75: ϕ = 0	10	20	30	40	D/B = 0.75, b/B = 0.75: 0	10	20	30	40	D/B = 1.50, b/B = 0.75: 0	10	20	30	40
10	5.14	8.33	14.34	28.02	66.60	5.14	8.35	14.83	30.14	75.31	5.14	8.35	14.83	30.14	75.31
	1.03	2.47	6.40	18.40	64.20	1.03	2.34	5.34	13.47	40.83	1.03	2.47	6.40	15.79	43.63
20	5.14	8.31	13.90	26.19	59.31	5.14	8.35	14.83	30.14	71.11	5.14	8.35	14.83	30.14	75.31
	1.03	2.47	6.40	18.40	64.30	1.03	2.47	6.04	14.39	40.88	1.03	2.47	6.40	16.31	43.96
25	5.14	8.29	13.69	25.36	56.11	5.14	8.35	14.83	30.14	67.49	5.14	8.35	14.83	30.14	75.31
	1.03	2.47	6.40	18.40	64.20	1.03	2.47	6.27	14.56	40.06	1.03	2.47	6.40	16.30	42.35
30	5.14	8.27	13.49	24.57	53.16	5.14	8.35	14.83	30.14	64.04	5.14	8.35	14.83	30.14	74.92
	1.03	2.47	6.40	18.40	64.20	1.03	2.47	6.40	14.32	38.72	1.03	2.47	6.40	15.85	40.23
40	5.14	7.94	12.17	20.43	39.44	5.14	8.35	14.38	23.94	45.72	5.14	8.35	14.83	27.46	52.00
	1.03	2.47	6.40	18.40	64.20	1.03	2.47	5.14	10.05	22.56	1.03	2.47	4.97	9.41	20.33

β	D/B = 0, b/B = 1.50: ϕ = 0	10	20	30	40	D/B = 0.75, b/B = 1.50: 0	10	20	30	40	D/B = 1.50, b/B = 1.50: 0	10	20	30	40
10	5.14	8.35	14.83	29.24	68.78	5.14	8.35	14.83	30.14	75.31	5.14	8.35	14.83	30.14	75.31
	1.03	2.47	6.40	18.40	64.30	1.03	2.47	6.01	15.39	47.09	1.03	2.47	6.40	17.26	49.77
20	5.14	8.35	14.83	28.59	63.80	5.14	8.35	14.83	30.14	75.31	5.14	8.35	14.83	30.14	75.31
	1.03	2.47	6.40	18.40	64.20	1.03	2.47	6.40	18.40	53.31	1.03	2.47	6.40	18.40	52.58
25	5.14	8.35	14.83	28.33	61.41	5.14	8.35	14.83	30.14	72.80	5.14	8.35	14.83	30.14	75.31
	1.03	2.47	6.40	18.40	64.20	1.03	2.47	6.40	18.40	53.20	1.03	2.47	6.40	18.40	52.97
30	5.14	8.35	14.83	28.09	59.44	5.14	8.35	14.83	30.14	70.32	5.14	8.35	14.83	30.14	75.31
	1.03	2.47	6.40	18.40	64.30	1.03	2.47	6.40	18.40	56.41	1.03	2.47	6.40	18.40	52.63
40	5.14	8.35	14.83	26.52	50.32	5.14	8.35	14.83	30.03	56.60	5.14	8.35	14.83	30.14	62.88
	1.03	2.47	6.40	18.40	64.30	1.03	2.47	6.40	18.40	46.18	1.03	2.47	6.40	16.72	36.17

قدرة التحمل من اختبار الاختراق القياسى Bearing Capacity from SPT :

اختبار الاختراق القياسى من الاختبارات الهامة التى تجرى فى الموقع أثناء تنفيذ الجسات ولذلك فمن الأهمية تعيين قدرة التحمل من نتائج هذا الاختبار على اعتبار حدوث هبوط مقداره ٢٥مم :

For $B \leq 1.2$ m : $q_{net.\ all} = 11.98\ N \quad kN/m^2$ ....(2-64)

For $B > 1.2$ m : $q_{net.all} = 7.88\ N \left(\frac{3.28B+1}{3.28B}\right)^2 \ kN/m^2$ ....(2-65)

N = corrected standard penetration number

ويقترح بولس Bowles زيادة قدرة التحمل الصافية المسموح بها بمقدار لا يقل عن ٥٠٪ لتصبح القيم المعد له على النحو الاتى :

For $B \leq 1.2$ m : $q_{net\ all} = 19.16\ N \ F_d \left(\frac{S}{25.4}\right) \ kN/m^2$ ....(2-66)

For $B > 1.2$ m : $q_{net\ all} = 11.98\ N \left(\frac{3.28B+1}{3.25B}\right)^2 F_d \left(\frac{S}{25.4}\right) kN/m^2$...(2-67)

$$F_d = \text{depth factor} = (1 + 0.33\ \frac{D_f}{B}) \leq 1.33$$

ويمكن حساب قدرة التحمل الصافية المسموح بها من الأشكال (٢-٢٦ أ، ب، جـ) كما يمكن حساب قدرة التحمل المسموح بها من :

For $B \leq 1.2$ m: $q_{all} = \frac{N}{0.05} F_d \ kN/m^2$ ....(2-68)

For $B > 1.2$ m : $q_{all} = \frac{N}{0.08}\left(\frac{B+0.3}{B}\right)^2 F_d \ kN/m^2$ ....(2-69)

وفى حالة الحساب لهبوط يختلف عن٢٥ مم تستخدم :

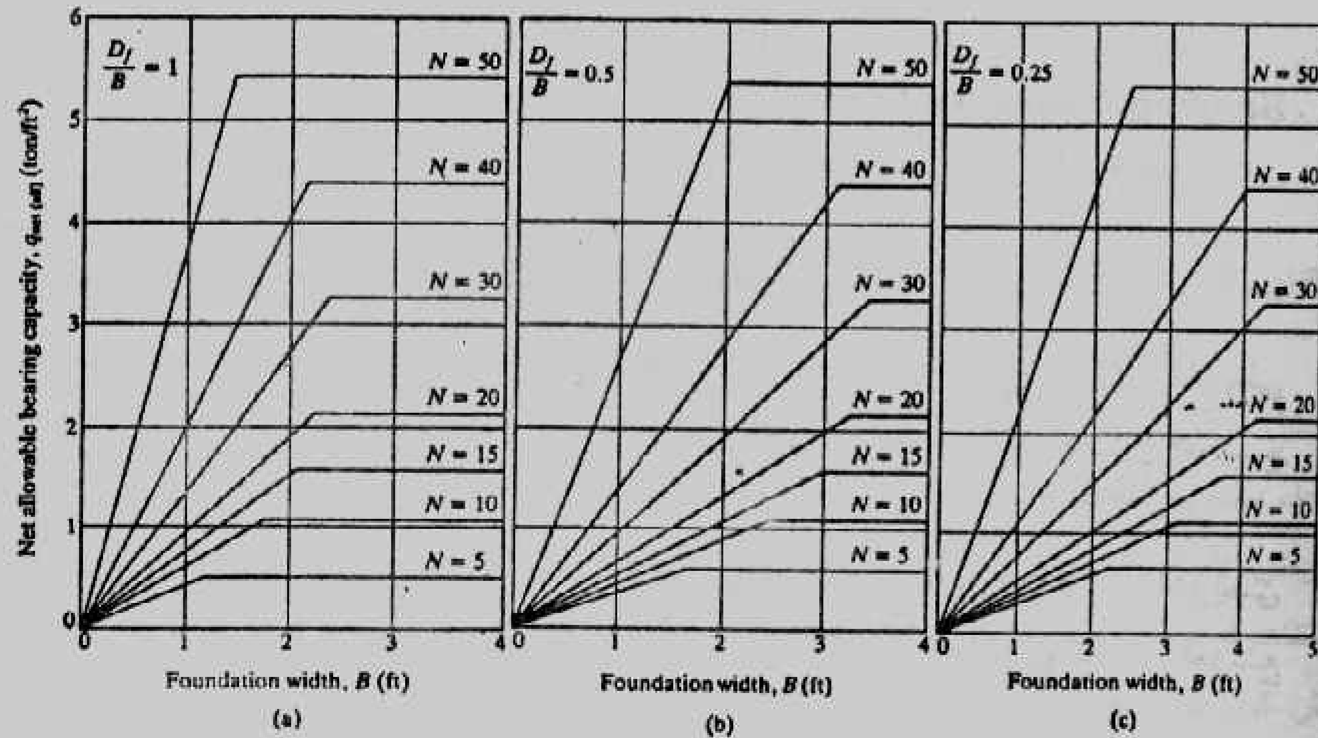
q_{all} لأى هبوط S $= \frac{S}{25} q_{all}$ ....(2-70)

S = Settlement in mm.

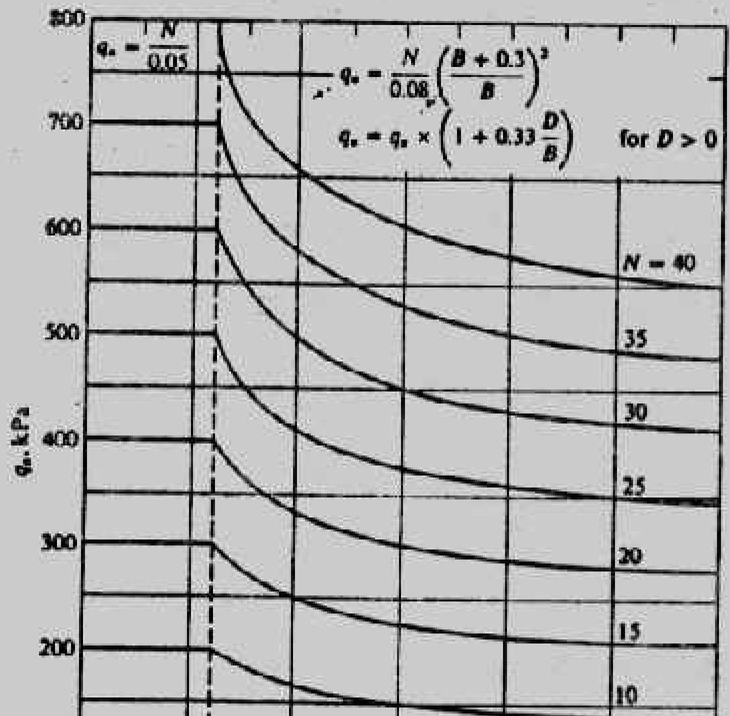
كما يمكن تعيين q_{all} من المنحنيات فى شكل ٢- ٢٧ طبقا لقيم N ، B كما يجب ملاحظة أن N المستخدمة فى العلاقات السابقة وفى المنحنيات هى N بعد إجراء التصحيحات اللازمة.

كما قدم بارى Parry معادلة عامة :

$q_{ult} = 30\ N \quad kN/m^2\ (D \leq B)$ ....(2-71)



شكل (٢-٢٦): تعيين قدرة التحمل الصافية الأمن من N



شكل (٢-٢٧): قدرة التحمل المسموح بها لهبوط أقصى ٢٥ مم

قدرة التحمل من اختبار الاختراق بالمخروط :

Bearing Capacity from CPT

أما إذا أجرى اختبار الاختراق بالمخروط فى الموقع فإنه يمكن تقدير قدرة التحمل من نتيجة هذا الاختبار q_u :

للتربة الغير متماسكة وبشرط $D/B \le 1.5$

للأساس الشريطى $q_{ult} = 28 - 0.0052\,(300 - q_c)^{1.5}$ kg/cm² ....(2-72)

للأساس المربع $q_{ult} = 48 - 0.009\,(300 - q_c)^{1.5}$ kg/cm² ....(2-73)

وللتربة الطينية :

للأساس الشريطى $q_{ult} = 2 + 0.28\, q_c$ kg/cm² ....(2-74)

للأساس المربع $q_{ult} = 5 + 0.34\, q_c$ kg/cm² ....(2-75)

كما يمكن تعيين قدرة التحمل الامنة الصافية من :

For $B \le 1.2$m, $q_{net\ all} = \dfrac{q_c}{15}$ ....(2-76)

For $B > 1.2$ m, $q_{net\ all} = \dfrac{q_c}{25}\left(\dfrac{3.28B+1}{3.28B}\right)^2$ ....(2-77)

وذلك لقيم هبوط مقدارها $S = 25.4$ mm

كما يمكن تعيين قدرة التحمل المسموح بها من :

للقواعد المربعة والشريطية وحينما يكون $B \le 1.2$m

$q_{all} = 3.6\, q_c$ kN/m² $\approx \dfrac{q_c}{30}$ kg/cm² ....(2-78)

للقواعد المربعة والشريطية وحينما يكون $B > 1.2$ m

$q_{all} = 2.1\, q_c \left(1 + \dfrac{1}{B}\right)^2$ kN/m² $\approx \dfrac{q_c}{50}\left(1 + \dfrac{1}{B}\right)^2$ kg/cm² ....(2-79)

وبصفة عامة :

$q_{all} = 2.7\, q_c$ kN/m² $\approx \dfrac{q_c}{40}$ kg/cm² ....(2-80)

كما يمكن إيجاد N من q_c :

$N = \dfrac{q_c}{4}$ ....(2-81)

ومن N يمكن تعيين قدرة التحمل بأى من الطرق المذكورة سابقا. ويجب ملاحظة أن القيم السابقة تخفض للنصف إذا كان الرمل المتأثر بالأساس مغمورا، وتضاعف فى حالة أساس اللبشة أو الدعامات.

تعيين قدرة التحمل من اختبار التحميل الموقعى Field Load Test :

قدرة التحمل القصوى وكذلك قدرة التحمل الأمنة للهبوط يمكن تعيينهما من اختبار تحميل موقعى يسمى التحميل باللوح Plate Load Test ويفضل إجراء هذا الاختبار فى الموقع وعند منسوب التأسيس المقترح فى حالة تجانس التربة وعند كل طبقة حتى عمق يساوى ضعف عرض الأساس المقترح أسفل منسوب التأسيس إذا كانت التربة متعددة الطبقات وفى هذا الاختبار يستخدم لوح من الصلب تخانته ٢٥ مم وبقطر أو طول ضلع يتراوح بين ١٥ إلى ٧٥ سم. وإن كان أشهر لوح مستخدم هو ٣٠,٥ × ٣٠,٥ سم (مربع الشكل).

وعند تنفيذ الاختبار يتم الحفر إلى عمق التأسيس أو إلى عمق لا يقل عن أربع أمثال عرض أو قطر اللوح ثم يوضع اللوح فى مركز الحفرة ويتم تحميله على مراحل تعادل ١/٤ إلى ١/٥ الحمل الأقصى المحسوب باستخدام رافعة هيدروليكية شكل (٢-٢٨)، ولكل مرحلة تحميل يسجل الهبوط باستخدام مقياس الانفعال Dial gauge وتؤثر كل مرحلة تحميل فترة لا تقل عن ساعة واحدة قبل التأثير بالحمل التالى. ويستمر التحميل للوصول إلى مرحلة الإنهيار أو حدوث هبوط مقداره ٢٥ مم. وتمثل العلاقة بين الأحمال والهبوط ومنها يتم الحصول على أقصى حمل لوحدة المساحة من اللوح وهو الذى يحدث عنده تغير كبير فى ميل المنحنى بمقياس لوغاريتمى شكل (٢-٢٨).

ومن نتائج هذا الاختبار يمكن تعيين قدرة التحمل القصوى وفقا لنوع التربة :

بالنسبة للتربة المتماسكة :

$$q_{u(F)} = q_{u(p)} \quad \text{(2-82)}$$

بالنسبة للتربة الغير متماسكة :

$$q_{u(F)} = q_{u(P)} \frac{B_F}{B_p} \quad \text{(2-83)}$$

where : B_F = width of the foundation

B_P = width of the test plate

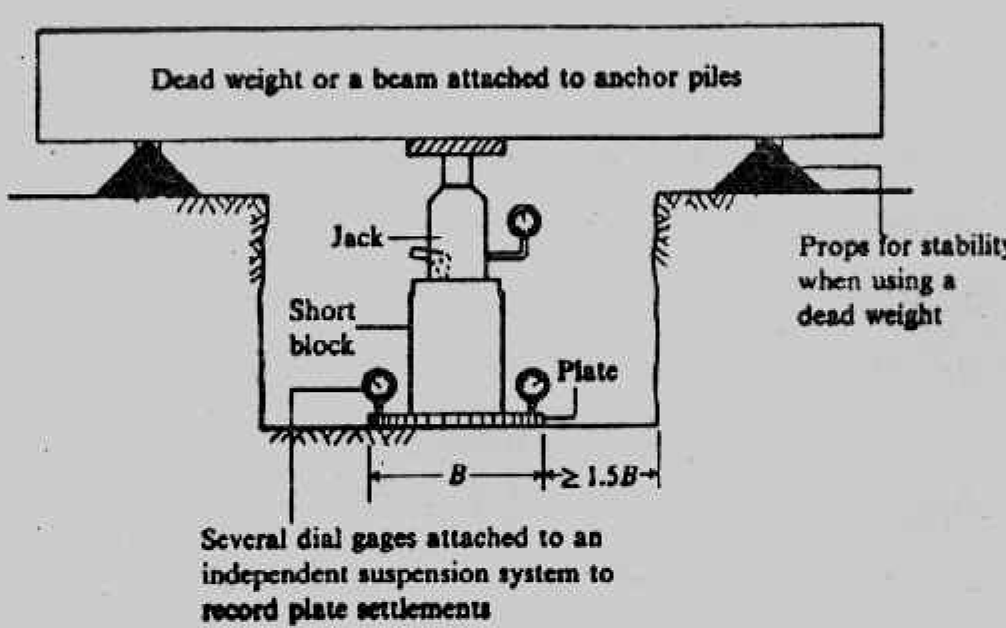
$q_{u(F)}$ = ultimate bearing capacity of proposed foundation.

$q_{u(P)}$ = ultimate bearing capacity of the test plate.

وللحصول على قدرة التحمل المسموح بها باعتبار الهبوط فى الحساب تستخدم المعادلات الأتية :

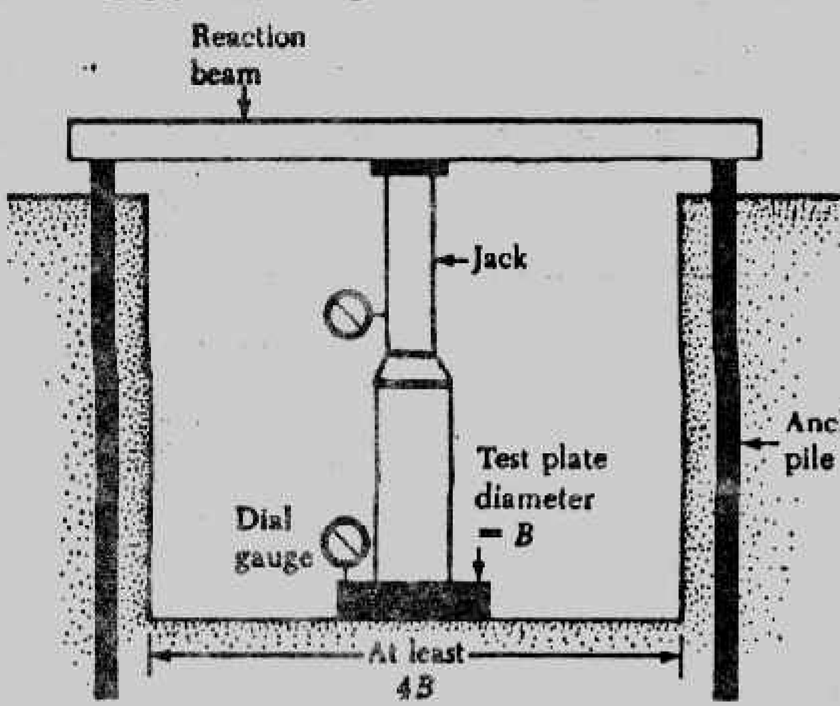
$$S_F = S_P \frac{B_F}{B_P} \text{ (for clayey soil) } \ldots\ldots (2\text{-}84)$$

$$S_F = S_P \left(\frac{B_F}{B_P}\right)^2 \left(\frac{3.28 B_P + 1}{3.28 B_P + 1}\right)^2 \quad \text{(for sandy soil)} \ldots\ldots (2\text{-}85)$$

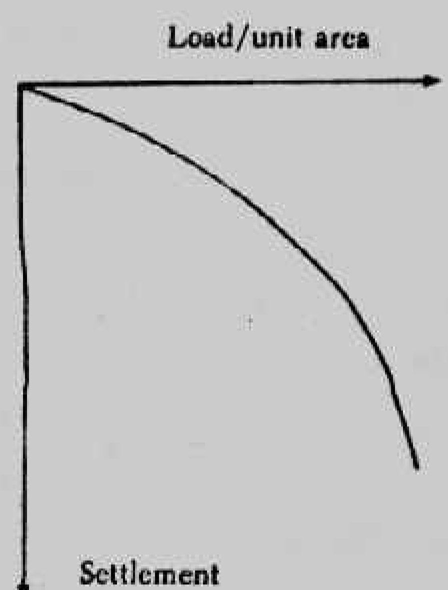


أ- اختبار التحميل بإجمال

ب- اختبار التحميل بخوازيق



جـ- علاقة الهبوط بالحمل



شكل (٢-٨) اختبار التحميل الموقعى

ويمكن حساب قدرة التحمل باعتبار الهبوط فى الحساب بتنفيذ اختبار التحميل على لوحين مفردين أبعادهما B_1 ، B_2 ويتم الحصول على أقصى حمل لكل منهما Q_1 ، Q_2 ونجد أن :

$$Q_1 = A_1 m + P_1 n \quad \text{.......} (2\text{-}86)$$
$$Q2 = A_2 m + P_2 n \quad \text{.......} (2\text{-}87)$$

where : A_1, A_2 = areas of the plates No. 1 and No.2, respectively

P_1, P_2 = perimeters of the plates No. 1 and No.2, respectively.

m, n = two constants that correspond to the bearing pressure and perimeter shear, respectively.

وقيم m، n تعنيان بحل المعادلتين السابقتين ولأى أساس فى هذا الموقع يكون :

$$Q_o = Am + Pn \quad \text{.......} (2\text{-}88)$$

where : A = area of the foundation

P = perimeter of the foundation

ومن هذه المعادلة يمكن تعيين عرض الأساس من مساحته :

Example 2-16 :

The results oı a plate load test in a sandy soil are shown in Fig. (2-29). The size of the plate is 0.305 m x 0.305 m. Determine the size of a square column foundation that should carry a load of 2500 kN with a maximum settlement of 25 mm.

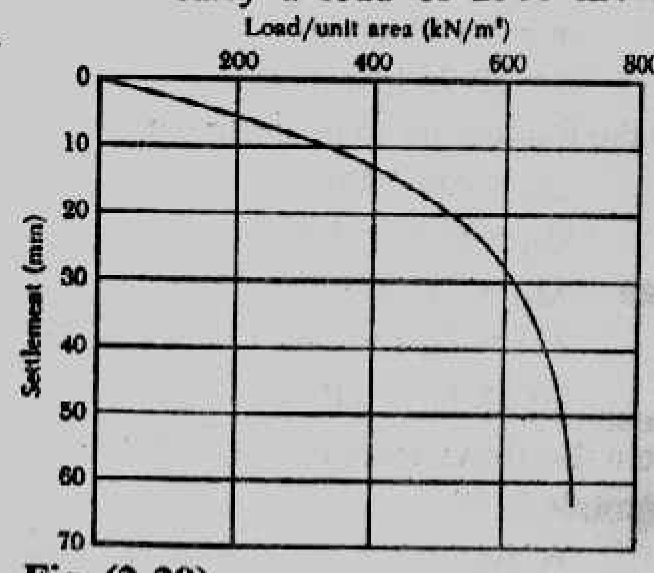


Fig. (2-29)

Solution :

The problem has to be solved by a trial and error procedure. Use the following table and Eq (2-85).

Q_o (kN) (1)	Assume width B_F (m) (2)	$q_o = \frac{Q_o}{B_F^2}$ (kN/m²) (3)	S_p corresponding to q_o in Col. 3 (mm) (4)	S_F from Eq. (3.116) (mm) (5)
2500	4.0	156.25	4.0	13.80
2500	3.0	277.80	8.0	26.35
2500	3.2	244.10	6.8	22.70
2500	3.1*	260.10	7.2	23.86

*** So, a column footing with dimensions of 3.1 m × 3.1 m will be appropriate.**

* So, acolumn footing with dimensions of 3.1 m x 3.1 m will be appropriate.

Example 2-17 :

The results of two plate load tests are given in the following table.

Plate diameter, *B* (m)	Total load, *Q* (kN)	Settlement (mm)
0.305	32.2	20
0.610	71.8	20

A square column foundation has to be constructed to carry a total load of 715 kN. The tolerable settlement is 20 mm. Determine the size of the foundation.

Solution :

Referring to Eqs. (2-86) and (2-87)

$$32.2 = \frac{\pi}{4}(0.305)^2 + \pi(0.305)n \quad \text{.....(a)}$$

$$71.8 = \frac{\pi}{4}(0.610)^2 m + \pi(0.610)n \quad \text{.....(b)}$$

From the preceding two equations,

$m = 50.68 \text{ kN/m}^2$

$n = 29.75 \text{ kN/m}$

for the foundation to be designed

$Q_o = Am + Pn$

or $Q_o = B_f^2 m + 4 B_f n$

Gien : $Q_o = 715$ kN. So,

$715 = B_f^2 (50.68) + 4 B_f (29.75)$

or $50.68 B_f^2 + 119 B_f - 715 = 0$

From the above equation, $B_f \approx 2.8$ m

Example 2-18 :

A footing 3 m x 3 m is existing over a sandy soil. The maximum settlement allowed is 15 cm. Two load tests are made of the site, one with a 1 m x 1 m test plate and the other with a 2.0 m x 2.0 m plate. For 1.5 cm settlements, the corresponding loads for the two tests were found to to be 10 tonnes and 30 tonnes respectively. Calculate the bearing capacity of the soil. What load the 5m x 5 m footing shall be able to carry on the same soil?

Solution : Following equation has been given by Housel to determine bearing capacity of the soil.

$W = Ap = Am + Pn$

where : W = total load in kg.

A = area in m^2.

Po = perimeter in metres.

p = *bearing capacity in* kg/m^2.

m = comp. stress on soil in column directly below the foundation in kg/m^2.

n = perimeter shear in kg/m.

For 1 m x 1 m test plate

A = 1 x 1 = 1 m2

P = 4 x 1 = 4m

W = Am + Pn or 10,000 = x + 4y ....(1)

For 2.0 m x 2.0 m test plate

$A = 2.0 \times 2.0 = 4.0\ m^2$

P = 4 x 2.0 = 8.0 m

Taking 2nd case

30,000 = 4m + 8 n

Solving for m and n ....(2)

and 20,000 = 2m + 8n

For which, we get m = 5000 and n = 1250

Now for 5 m x 5 m footing

$A = 5 \times 5 = 25\ m^2$

and $P = 4 \times 5 = 20m^2$

Now, we have AP = Ax + Py

or $$P = m + \frac{P}{A} n$$

$$= 5000 + \frac{20}{25} \times 1250$$

$$= 5000 + 1000 = 6000\ kg/m^2$$

The maximum load which the footing of 5 m x 5 m size can take with a maximum settlement of 1.5 cm.

W = p A = 6000 x 5 x 5

= 6 x 25 = 150 tonnes.

Hence, bearing capacity of the soil is 6000 kg/m^2 and the given footing will be able to take 150 tonnes of load.

Example 2-19 :

A structure was built on a raft foundation. The raft rested at the ground surface on a stratum of uniform soft clay ($\phi = 0$) which extended to a depth of 50 m. If failure occurred at a uniformly distributed load of 25 tonnes sq. m, and size of the raft was 20m x 20m, calculate the average value of c for the clay.

Solution : From equation 2-6 bearing capacity for a square footing is given by

$$q = 1.3cN_c + \gamma d N_q + 0.4\gamma b N_\gamma$$

Since the foundation is at ground surface d = o and hence 2nd term of the equation will vanish.

Again for $\phi = 0$, bearing capacity factors $N_c = 5.70$, $N_q = 1.00$ and $N\gamma = 0$ hence we are having above expression as $q = 1.3\ cN_c$.

Since at stress of 25 tonnes/m^2 failure occurred hence this may be taken as ultimate value of bearing capacity.

$$\therefore \quad 25 = 1.3\ c \times 5.70$$

$$\therefore \quad c = \frac{25}{5.7 \times 1.3} = 3.37 \text{ tonnes/m}^2.$$

$\therefore$ Average value of cohesion for the clay = 3.37 t/m^2.

Example 2-20 :

Size of an isolated footing is to be limited to 1.5 metres square. Calculate the depth at which the footing should be placed to take a load of 200 tonnes, with a factor of sofety 3. The soil is having angle of internel friction $\phi = 30°$.

Given : Weight of the footing 5% of the external load.

Weight of the soil 2.1 gm/c.c.

Bearing capacity factor for $\phi = 30$, $Nq = 22$ and $N\gamma = 20$

Solution: The soil is sandy, therefore, it is assumed that there is no cohesion in the soil.

From equation (2-6) allowable bearing capacity of a square footing.

$$qa = \frac{1}{F}\left[\gamma.d\,(N_q - 1) + 0.4\,\gamma b\,N\gamma\right] + \gamma.d.$$

Now total load = $200 + \dfrac{200 \text{ X } 5}{100} = 210$ tonnes.

$$\therefore \frac{210}{1.5 \times 1.5} = \frac{1}{3}\left[2.1 \times d\,(22-1) + 0.4 \times 2.1 \times 1.5 \times 20\right] + 2.1 \times d$$

$$= \frac{1}{3}\left[2.1 \times 21 \times d + 25.2\right] + 2.1\ d$$

$$= \left[14.7\ d + 8.4 + 2.1\ d\right]$$

or $16.8\ d = 93.4 - 8.4 = 85$

$$d = \frac{85.0}{16.8} = 5.6 \text{ metres.}$$

$\therefore$ The footing will be placed at 5.6 metres below the ground level.

Example 2-21 :

A load test was made with a 35 cm square plate at a depth of one metre below the ground level in soil with $\phi = 0$. The watertable was located at of depth 5 metres below the ground level. Failure occurred at a loade of 5200 kg. What would be the ultimate bearing capacity per unit area for a 1.6

metres wide continuous footing with its base located at the same depth in the same soil? Unit weight of soil was 1.9 gm/c.c. above watertable. For $\phi = 0$, $N_c = 5.7$ $N_q = 1$ and $N\gamma = 0$.

Solution : For square footing ultimate bearing capacity

$$q_u = [1.3\ cN_c + \gamma d\ Nq + 0.4\ \gamma b.\ N\gamma]$$

Taking the case of load test.

$$b = 0.35\text{ m},\ d = 1 \text{ and since } \phi = 0,\ N\gamma = 0$$

and hence the term containing $N\gamma$ of the above equation will be zero.

$$qu = 1.3\ cN_c + \gamma d.\ N_q$$

or $$\frac{5200}{1000 \times 0.35 \times 0.35} = 5.7 \times 1.3c + 1.9$$

or $$\frac{5.2}{0.35 \times 0.35} = 5.7 \times 1.3c + 1.9$$

$$7.42c = 42.5 - 19 = 40.6$$

$$c = \frac{40.6}{7.42} = 5.47 \text{ tonnes/m}^2.$$

Now taking the case of continuous footing of width 1.6 m. Ultimate bearing capacity.

$$q_u = cN_c - \gamma d\ Nq + \frac{1}{2}\gamma b.N\gamma$$

$$= 5.47 \times 5.7 + 1.9 \times 1 \times 1 + 0$$

$$= 31.2 + 1.9 = 33.1 \text{ tonnes/m}^2.$$

Example 2-22 :

A 3.0 metres strip footing rests 2.5 metres below ground level over sandy clay having unit weight of 2250 kg/m^3. Quick tests in a shear box apparatus gave shear strength of a 0.37 and 0.50 kg/cm^2 for normal stress of 0.75 and 1.5 kg/m^2 respectively. Find out the cohesion and angle of internal friction. From Terzaghi's formula calculate the ultimate load per metre run of the foundation.

Given that $Nc = 9$, $N_q = 3.5$ and $N\gamma = 2$

Solution : We have the Coulomb equation $\tau = c + \sigma \tan \phi$. For first case of shear test.

$$0.37 = c + 0.75 \tan \phi \quad \text{.........(i)}$$

and for second case shear test

$$0.50 = c + 1.5 \tan \phi \quad \text{.........(ii)}$$

Solving Eqs. (i) and (ii) for ϕ and c

$$\tan \phi = 0.1733 \therefore \phi = 9.83° \text{ and } c = 0.25\ kg/cm^2.$$

From Eq. (8.11) ultimate bearing capacity

$$q_c = cNc + \frac{1}{2} d\, N_q + \frac{1}{2} \gamma b.N_\gamma$$

$$= \frac{0.25 \times 100 \times 100}{1000} \times 9 + \frac{2250}{1000} \times 2.5 \times 3.5 + \frac{1}{2} \times \frac{2250}{1000} \times 3 \times 2$$

$$= 2.5 \times 9 + 2.25 \times 2.5 \times 3.5 + 2.25 \times 3$$

$$= 22.5 + 19.7 + 6.75 = 48.95 \text{ tonnes/m}^2.$$

Ultimate load per metre run of the foundation.

$= 48.95 \times 3.0$

$= 146.85$ tonnes per metre length.

قيم إسترشادية لقدرة التحمل Presumptive Bearing Capacity :

كثير من الكودات والمواصفات العامة تقدم قيما لقدرة التحمل المسموح بها ليستعين بها المهندسون كقيم إرشادية أو تقديرية، وفى المبانى الصغيرة أو المؤقتة قد تكون هذه القيم كافية. ولكن للمبانى والمنشآت الكبيرة تكون هذه القيم استرشادية وبدائية فقط وذلك لأن هذه القيم لم تأخذ فى الاعتبار تاريخ إجهاد التربة ووضع المياه الجوفية ومنسوب التأسيس المحتمل.

ويبين جدول (٢-١٢) القيم التقديرية الاسترشادية لقدرة التحمل المسموح بها الواردة فى الكود المصرى الميكانيكا التربة وتصميم الأساسات الصادر فى سنة ١٩٩١ . كما تبين جداول (٢-١٣)، (٢-١٤) القيم التقديرية لقدرة التحمل الواردة فى بعض الكودات الأخرى.

جدول (٢-١٣) قيم استرشادية لقدرة التحمل المسموح بها

Material*	N+ (Standard Penetration Resistance)	kN/m²	kips/ft²	kg/cm²
Loose sand, dry	5–10	70–140	1.5–3	0.75–1.5
Firm sand, dry	11–20	150–300	3–6	1.5–3
Dense sand, dry	31–50	400–600	8–12	4–6
Loose sand, inundated	5–10	40–80	0.8–1.6	0.4–0.8
Firm sand, inundated	11–20	80–170	1.6–3.5	0.8–1.8
Dense sand, inundated	31–50	240+	5+	2.5+
Soft clay	2–4	30–60	0.6–1.2	0.3–0.6
Firm clay	5–8	70–120	1.5–2.5	0.8–1.2
Stiff clay	9–15	150–200	3–4.5	1.5–2.2
Hard clay	30+	400+	8+	4+
Loose mica silty sand, damp	5–10	120–200	2.5–4.5	1.2–2.0
Firm mica silty sand, damp	11–20	200–350	4.5–7.5	2.2–3.8
Badly fractured or partially weathered rock	50+	500–1200	10–25	5–12
Hard rock, occasional soft seams	RQD† = 50%	1500–5000	30–100	15–50
Massive hard rock	RQD† = 90%	10,000+	200+	100+

جدول (٢-١٢) قيم إسترشادية لقدرة التحمل المسمو بها فى الكود المصرى.

نوع التربة	الوصف	قدرة التحمل كيلو نيوتن/م٢ (كجم/سم٢)	ملاحظات
تكوينات كريستالية من الصخور النارية والمتحولة	صخور سليمة	٥٠٠٠ - ١٠٠٠٠ (٥٠ - ١٠٠)	
صخور رقائقية متحولة	صخور سليمة	٢٠٠٠ - ٤٠٠٠ (٢٠ - ٤٠)	
صخور رسوبية (حجر طمبى - حجر رملى - حجر جيرى)	صخور سليمة	١٠٠٠ - ٣٥٠٠ (١٠ - ٣٥)	
الصخور المعرضة للعوامل الجوية والخصور الطينية	صخور رخوة	٥٠٠ - ١٠٠٠ (٥ - ١٠)	مالم تكن تتأثر بالماء
زلط -خليط من الزلط والرمل أو خليط من الزلط والرضام(١)	عالى الدمك متوسط الدم سائب	٥٠٠ - ٧٠٠ (٥-٧) ٤٠٠ - ٦٠٠ (٤-٦) ٢٠٠ - ٤٠٠ (٢-٤)	عرض الأساس لا يقل عن ١,٠ متر
رمل خشن إلى متوسط أو رمل مع قليل من الزلط (١)	كثيف جدا متوسط إلى كثيف سائب	٣٠٠ - ٥٠٠ (٣-٥) ١٥٠-٣٠٠ (١,٥-٣) ١٠٠-٢٠٠ (١-٢)	
رمل ناعم إلى متوسط أو رمل متوسط إلى خشن طمبى أو طينى(١)	كثيف جدا متوسط إلى كثيف سائب	٢٠٠-٤٠٠ (٢,٠-٤,٠) ١٥٠-٢٥٠ (١,٥-٢,٥) ١٠٠-١٥٠ (١,٠-١,٥)	عرض الأساس لا يقل عن ١,٠ متر
طمى غير عضوى أو طمى رملى		١٠٠-٢٠٠ (١-٢)	عمق التأسيس من ٠,٨ وإلى ١,٥ متر وأكثر
طين متجانس غير عضوى أو طين رملى أو طين طمبى أو طمى طينى(٢)	صلد شديد التماسك متماسك، متوسط التماسك ضعيف ضعيف جدا	> ٤٠٠ (> ٤,٠) ٢٠٠-٤٠٠ (٢,٠-٤,٠) ١٠٠-٢٠٠ (١,٠-٢,٠) ٥٠-١٠٠ (,٥ - ١,٠) ٢٥- ٥٠ (,٢٥ - ,٥) > ٢٥ (> ,٢٥)	هذه المجموعة عرضة للهبوط نتيجة التضاغط على المدى الطويل

(١) القيم الواردة فى هذا الجدول تسرى فى حالة التربة غير المغمورة وتؤخذ نصف هذه القيمة فى حالة ما إذا كانت التربة مغمورة أسفل منسوب المياه الأرضية.

(٢) القيم الواردة فى هذا الجدول تسرى فى حالة التربة كاملة التشبع.

هبوط الأساسات السطحية Settlement of shallow foundation :

هبوط الأساسات يحدث نتيجة حدوث هبوط فى طبقات التربة أسفل منسوب التأسيس. وهبوط طبقات التربة يحدث نتيجة زيادة الإجهادات عليها شكل (٢-٣١)، (٢-٣٢) وهبوط الأساسات يجب أن يحسب بدقة عالية للمبانى والكبارى والأبراج والمصانع والسدود. ولقد

جدول (٢-١٤) قيم قدرة التحمل مع هبوط لا يزيد عن ٥٠ مم.

(*a*) Strip foundations not exceeding 3 m wide, length not more than 10 times width, bearing on surface of rock

Rock group	*Strength grade*	*Discontinuity spacing (mm)*	*Presumed allowable bearing value (kN/m²)*
Pure limestones and dolomites, carbonate sandstones of low porosity	Strong	60 to >1000	>12500[1]
	Moderately strong	>600	>10000[3]
		200 to 600	7500 to 10000
		60 to 200	3000 to 7500
	Moderately weak	600 to >1000	>5000[1]
		200 to 600	3000 to 5000
		60 to 200	1000 to 3000
	Weak	>600	>1000[1]
		200 to 600	750 to 1000
		60 to 200	250 to 750
	Very weak		2
Igneous, oolitic, and marly limestones; well-cemented sandstones; indurated carbonate mudstones; metamorphic rocks (including slates and schists with flat cleavage/foliation)	Strong	200 to >1000	10000 to >12500[1]
		60 to 200	5000 to 10000
	Moderately strong	600 to >1000	8000 to >10000[1]
		200 to 600	4000 to 8000
		60 to 200	1500 to 4000
	Moderately weak	600 to >1000	3000 to >5000[1]
		200 to 600	1500 to 3000
		60 to 200	500 to 1500
	Weak	600 to >1000	750 to >1000[1]
		<200	2
	Very weak	All	2

(*b*) Foundations in non-cohesive soils at a minimum depth of 0.75 m below ground level

Description of soil	*N-value in standard penetration test*	*Presumed bearing value (kN/m² or kgf/cm² × 100) for foundation of width*		
		1 m	2 m	4 m
Very dense sands and gravels	>50	600	500	400
Dense sands and gravels	30–50	350–600	300–500	250–400
Medium-dense sands and gravels	10–30	150–350	100–300	100–250
Loose sands and gravels	5–10	50–150	50–100	50–100

Notes. (1) Corrections to *N*-values to be applied to observed *N*-value before using this table (2) The water table is assumed not to be close to base of foundation. If the water table is at the base of the foundation or within a depth equal to the width of the foundation then these presumed bearing values should be halved.

(c) Foundations in cohesive soils at a minimum depth of 1 m below ground level

Description	Cohesive strength (kN/m² or kgf/cm² × 100)	Presumed bearing value (kN/m² or kgf/cm² × 100) for foundation of width 1 m	2 m	4 m
Hard boulder clays, hard fissured clays (e.g. deeper London and Gault clays)	>300	800	600	400
Very stiff boulder clay, very stiff 'blue' London Clay	150–300	400–800	300–500	150–250
Stiff fissured clays (e.g. stiff 'blue' and brown London clay), stiff weathered boulder clay	75–150	200–400	150–250	75–125
Firm normally consolidated clays (at depth), fluvio-glacial and lake clays, upper weathered 'brown' London clay	40–75	100–200	75–100	50–75
Soft normally consolidated alluvial clays (e.g. marine, river and estuarine clays)	20–40	50–100	25–50	Negligible

تعرضنا لموضوع الهبوط باختصار فى الباب التاسع من كتابنا "ميكانيكا التربة". وفى الفقرات القادمة سوف نتعرض لهذا الموضوع بالتفصيل.

وعادة ما يحدث الهبوط نتيجة زيادة الأحمال الإستاتيكية أو الأحمال الحية على طبقات التربة، وكذلك عند إنخفاض مستوى المياه الجوفية والذى يترتب عليه زيادة الإجهاد الفعال وبالتالى زيادة الإجهاد على التربة. كذلك يحدث الهبوط عند إحداث تغيير فى الاجهاد الفعال على طبقات التربة مثلما يحدث فى أعمال المناجم والأنفاق. والهبوط ثلاثة أنواع هى الهبوط الفورى (المرن) وهبوط التصلب والهبوط الثانوى. ويكون الهبوط الكلى هو مجموع الأنواع الثلاثة من الهبوط.

أ- الهبوط الفورى (المرن) **Immediate (Elastic) Settlement, S_i :**

الهبوط الفورى أو المرن هو أثناء تنفيذ المبنى وينتهى بانتهاء تنفيذه أو فور الانتهاء من تنفيذه، توجد عدة طرق لحساب الهبوط المرن منها طريقة هار (Harr, 1966) التى تستخدم للأساسات المرنة، شكل (٢-٣٣) :

$$s_i=\frac{Bq_o}{E_s}(1-\mu_s^2)\frac{\alpha}{2} \text{ (corner of the flexible foundation)}\ldots\ldots\ldots\ldots(2\text{-}89)$$

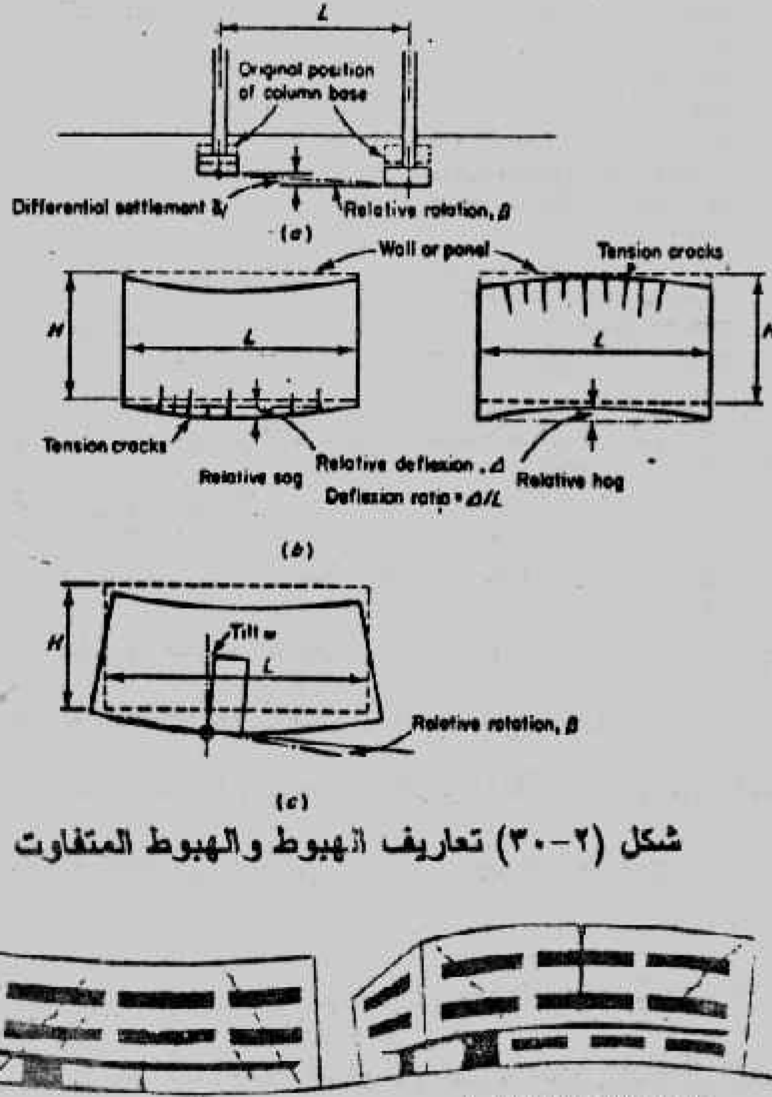
$$s_i=\frac{Bq_o}{E_s}(1-\mu_s^2)\alpha \text{ (center of the flexible foundation)}\ldots\ldots\ldots\ldots(2\text{-}90)$$

$$\text{where } \alpha = \frac{1}{\pi}\left[\ln\left(\frac{\sqrt{1+m^2}+m}{\sqrt{1+m^2}-m}\right)+m\ln\left(\frac{\sqrt{1+m^2}+1}{\sqrt{1+m^2}-1}\right)\right]$$

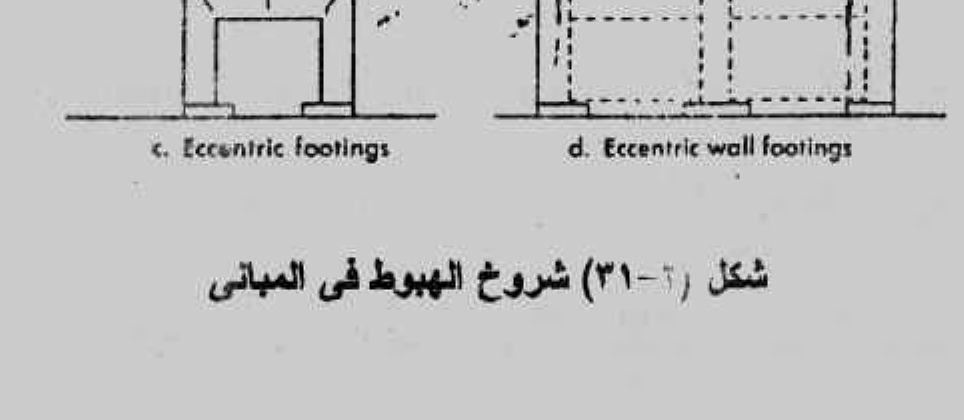
m = B/L
B = width of foundation
L = length of foundation

وعلاقة α بقيمة L/B مبينة فى الشكل (٢-٣٤) كما يمكن تعيين الهبوط الفورى للأساس المرن من :

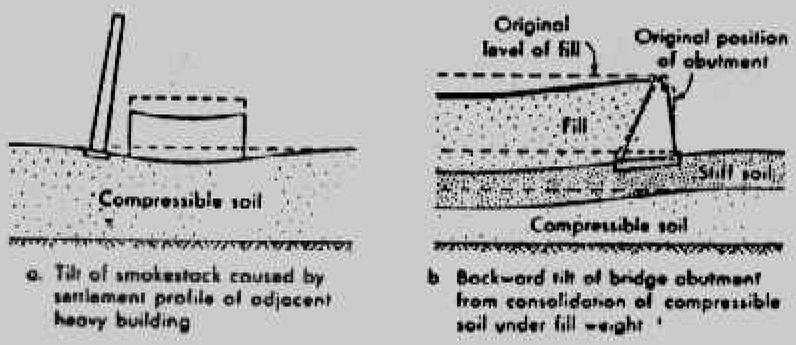
$$s_i = \frac{Bq_o}{E_s}(1-\mu_s^2)\alpha_r \quad \text{(rigid foundation)} \qquad (2\text{-}91)$$



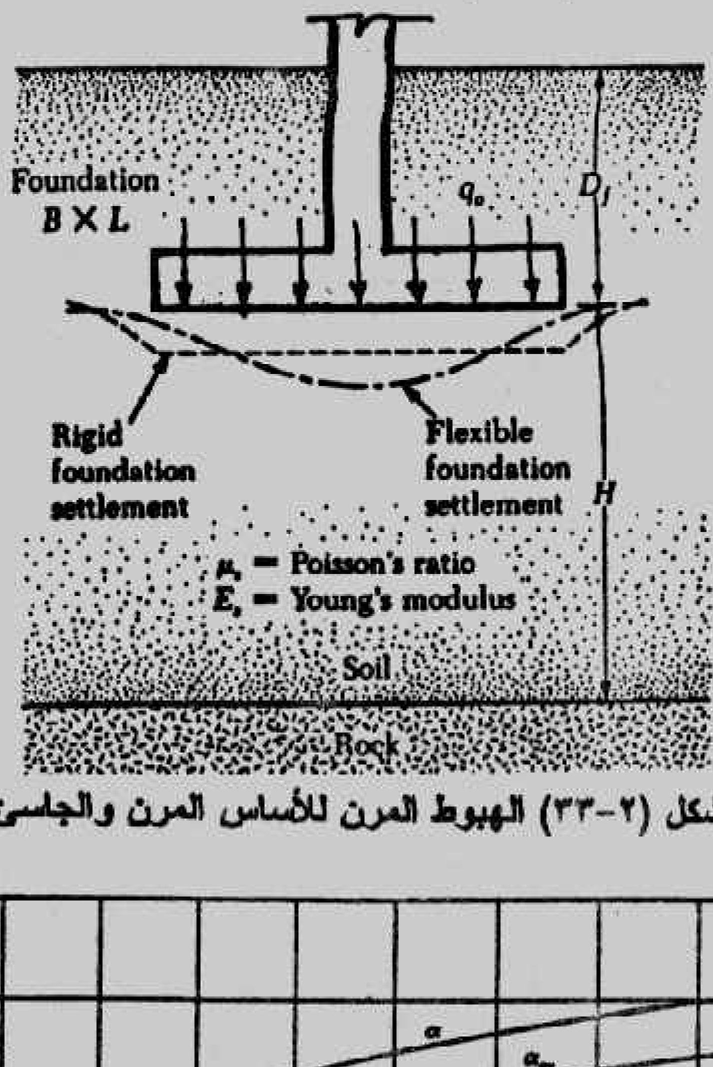
شكل (٢-٣٠) تعاريف الهبوط والهبوط المتفاوت



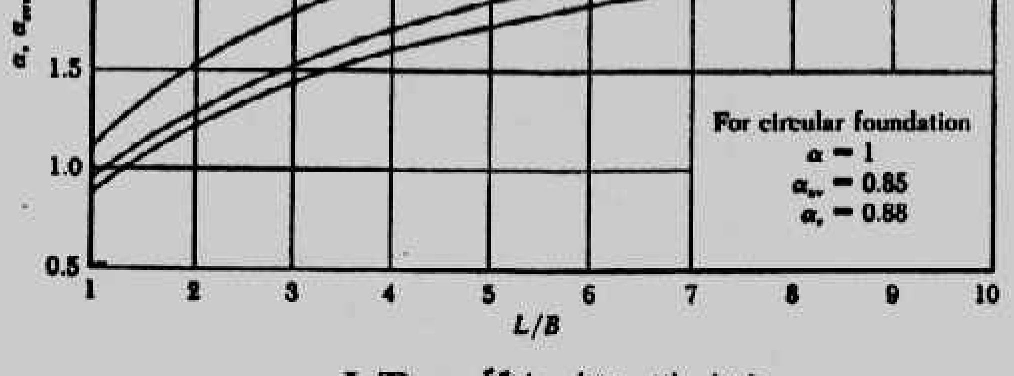
شكل (٢-٣١) شروخ الهبوط فى المبانى



شكل (٢-٣٢) الهبوط فى المنشآت الثقيلة



شكل (٢-٣٣) الهبوط المرن للأساس المرن والجاسئ



شكل (٢-٣٤) علاقة α، L/B

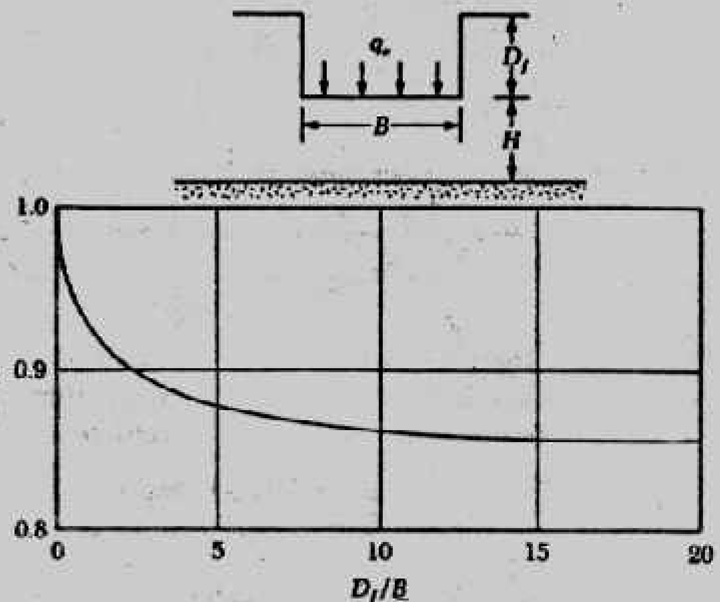
وفى حالة الأساسات الخاسئة تستخدم العلاقة :

$$s_i = \frac{Bq_o}{E_s}(1-\mu_s^2)\alpha_{av} \quad \text{(average for flexible foundation)} \quad \text{........(2-92)}$$

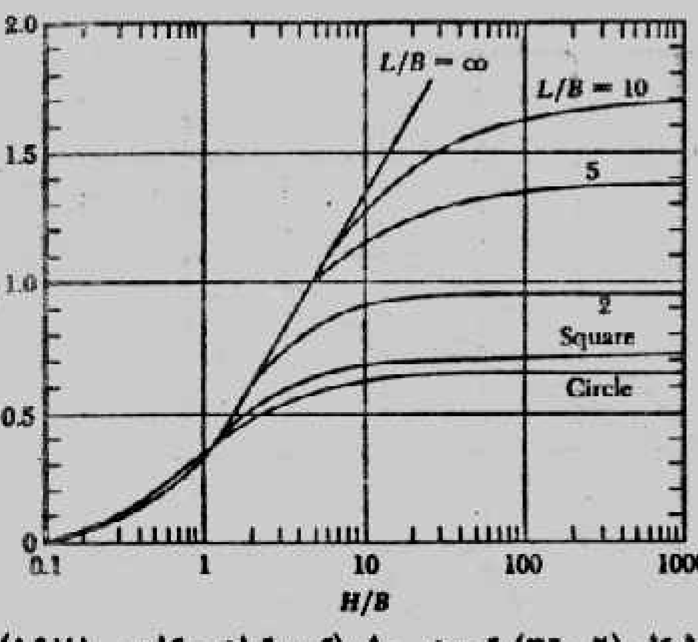
ولحساب الهبوط المرن على الطين المشبع للأساسات المرنة تستخدم المعادلة الآتية :

$$s_i = A_1 A_2 \frac{q_o B}{E_3} \quad \text{........(2-93)}$$

حيث A_1 ، A_2 تعينان من شكل (٢-٣٥)، شكل (٢-٣٦) ويجب ملاحظة أنه قد أخذ فى المعادلة السابقة 0.5 = μ حيث للطين تكون نسبة بواسن مساوية 0.5 .



شكل (٢-٣٥) تعيين A_2 (كرستيان وكارير ١٩٧٨)



شكل (٢-٣٦) تعيين A_1 (كرستيان وكارير ١٩٧٨)

ويمكن تعيين الهبوط المرن للتربة الرملية باستخدام معامل تأثير الانفعال باستخدام الطريقة المقترحة من شمرتمان وهيرثمان (١٩٧٨).

$$s_i = C_1 C_2 (\bar{q} - q) \sum_{0}^{z2} \frac{I_z}{E_s} \Delta z \quad \text{.........}(2\text{-}94)$$

where : I_z = strain influence factor

C_1 = a correction factor for the depth of foundation embedment = $1 - 0.5\left[q/(\bar{q}-q)\right]$

C_2 = a correction factor to account for creep in soil = 1 + 0.2 log (time in years/0.1)

$\bar{q}$ = stress at the level of the foundation

$q = \gamma D_f$

وتغيرمعامل تأثير الانفعال مع العمق تحت الأساس معطى فى الشكل، ويلاحظ أنه للأساس المربع والدائرى يكون :

$I_z = 0.1$ at $z = 0$

$I_z = 0.5$ at $z = z_1 = 0.5B$

$I_z = 0$ at $z = z_2 = 2B$

وبالمثل للأساس الذى له $L/B \geq 10$ يكون :

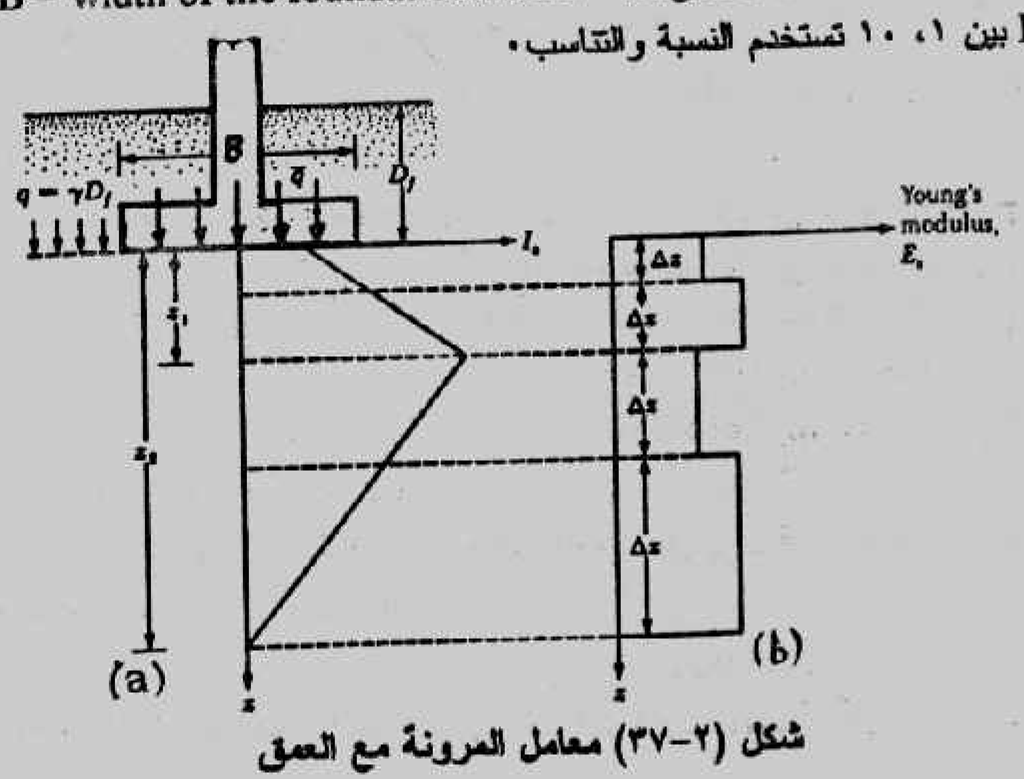
$I_z = 0.2$ at $z = 0$

$I_z = 0.5$ at $z = z_1 = B$

$I_z = 0$ at $z = z_2 = 4B$

where : B = width of the foundation and L = length of the foundation.

ولقيم L/B بين ١، ١٠ تستخدم النسبة والتناسب.



شكل (٢-٣٧) معامل المرونة مع العمق

وفى هذه الطريقة يقدر معامل المرونة مع العمق كما فى شكل (٢-٣٧ب) ويمكن ذلك باستخدام رقم الاختراق القياسى N أو مقاومة الإختراق للمخروط. وتقسم طبقة التربة إلى طبقات عديدة حيث يعين الهبوط المرن لكل طبقة منها ويكون الهبوط المرن الكلى Si مجموع الهبوطات المرنة للطبقات. وهناك طرق أخرى عديدة لحساب الهبوط المرن وفى أحد أبحاث المؤلف تم تجميع هذه الطرق لحساب الهبوط المرن للرمل وهى معطاة فى جدول (٢-١٥). ويلاحظ أن حساب الهبوط المرن يحتاج إلى معاملات المرونة للتربة وهى معامل ينج ونسبة بواش ويقدم جدول (٢-١٦) قيما إسترشادية لهما. كما يقدم الكود المصرى قيما إسترشادية لمعامل ينج فى جدول (٢-١٧). وكثير من العلماء ربط بين معامل المرونة للتربة ورقم الاختراق القياس N أو مقاومة إختراق المخروط q_c . ويتعطى جداول (٢-١٨)، (٢-١٩) (٢-٢٠) العلاقات الرابطة بين معامل المرونة وكل من N، q_c كما جمعها المؤلف فى أحد أبحاثه. وللتربة المتماسكة قدم المؤلف فى جدول (٢-٢١) المعادلات الرابطة بين معامل المرونة ومقاومة القص Cu .

وقدم شمرتمان المعادلة الأتية :

$$E_s\ (kN/m^2) = 766N \qquad (2\text{-}95)$$

وقدم المؤلف (١٩٩١) المعادلة الأتية وهى أكثر واقعية :

$$E_s\ (kN/m^2) = 15000 + 900\ N \qquad (2\text{-}96)$$

وتقدم بعض المراجع العلاقة الأتية للربط بين E_s, q_c :

$$E_s = 2q_c \qquad (2\text{-}97)$$

where : q_c = static cone penetration resistance

بينما أثبت المؤلف أن العلاقة التالية أكثر دقة وأقرب للواقع :

$$E_s = 3q_c \text{ (for sand)} \qquad (2\text{-}97')$$

وقدم العلاقات الأتية لأنواع التربة الأخرى :

$$E_s = 5 \rightarrow 6\ q_c \text{ (for coarse sand and gravel)} \qquad (2\text{-}98)$$

$$E_s = 1 \rightarrow 4\ q_c \text{ (for silty sand)} \qquad (2\text{-}99)$$

$$E_s = 3 \rightarrow 6\ q_c \text{ (for clayay sand)} \qquad (2\text{-}100)$$

$$E_s = 1.8 \rightarrow 3\ q_c \text{ (for clayay silt)} \qquad (2\text{-}101)$$

$$E_s = 5 \rightarrow 8\ q_c \text{ (for clay)} \qquad (2\text{-}102)$$

وللتربة الطينية عادية التصلب يحسب E_s من :

$$E_s = 250c \text{ to } 500\ c \text{ (for normalty consolidated clay)} \qquad (2\text{-}103)$$

وللطين فوق المتصلب Over consolidated clay

$$E_s = 750c \text{ to } 1000c \qquad (2\text{-}104)$$

وفى جدول (٢-٢١) قدم المؤلف علاقات أخرى، كما قدم الكود المصرى الجدول (٢-٢٢)

جدول (٢-١٥) الطرق المختلفة لحساب الهبوط المرن.

Methods for computing the elastic settlements .

Method No	References	Relationship
1	Steinbrenner , 1934	$S_i = q_n B \frac{(1-\mu^2)}{E} I_p$
2	Buisman - De Beer 1965[9,10]	$S_i = \frac{2.3H}{\alpha_c} \log_{10} \frac{\sigma'_o+\Delta\sigma'}{\sigma'_o}$ $\alpha_c = \frac{\beta q_c}{\sigma_o}$ $\beta = 1$ for meduim sand. $\beta = 1.5$ for all sand (De Beer) $\beta = 1.9$ for all sand. (Meyerhof)
3	Schmertmann, 1970	$S_i = C_1 C_2 \Delta\sigma'_o \int^{2B} \frac{I_z}{E} . \Delta H$ C_1 = depth correction factor C_2 = creep factor.
4	Parry, 1971,	$S_i = 100\ C_o C_1\ W_\gamma .\ q_n\ B\ (\frac{1-\mu^2}{E})$ C_o = coefficient depends on breadth and depth of foundation. C_1 = coefficient depends on the thickness of the layer below foundation. W_γ = correction factor for water table.
5	D'Appolonia, 1971	$S_i = 100\ C_o\ C_1\ q_n\ B\ (\frac{1-\mu^2}{E})$ C_o = coefficient depends on breadth and depth of foundation. C_1 = coefficient depends on the thickness of the layer below the foundation.
6	Giroud , 1972,	$S_i = \frac{q_n . B}{E} P_{Hm}$ P_{Hm} = dimensionless coefficient depending on μ, L/B and B/H
7	Winter korn , 1975,	$S_i = C_d\ q_n\ B\ (\frac{1-\mu^2}{E})$ C_d = shape and rigidity factor
8	Christian and Carrier 1978,	$S_i = \mu_o \mu_1 \frac{q_n . B}{E}$ μ_o = coefficient depends on breadth and depth of the foundation μ_o = coefficient depends on the thickness of the layer below the foundation
9	Burland and Surbridge , 1985	$S_i = f_s . f_\ell ; f_t (q'_n - \frac{1}{3} \sigma'_o) \times B^{0.7} \times I_c$ f_s = shape factor f_ℓ = correction factor for depth f_t = time factor. I_c = compressibility index.
10	Bowles, 1987,	$S_i = q_n\ B\ (\frac{1-\mu^2}{E})\ I_s I_f$ I_s = Steinbrenner settlement influence factor. I_f = Fox depth correction factor.

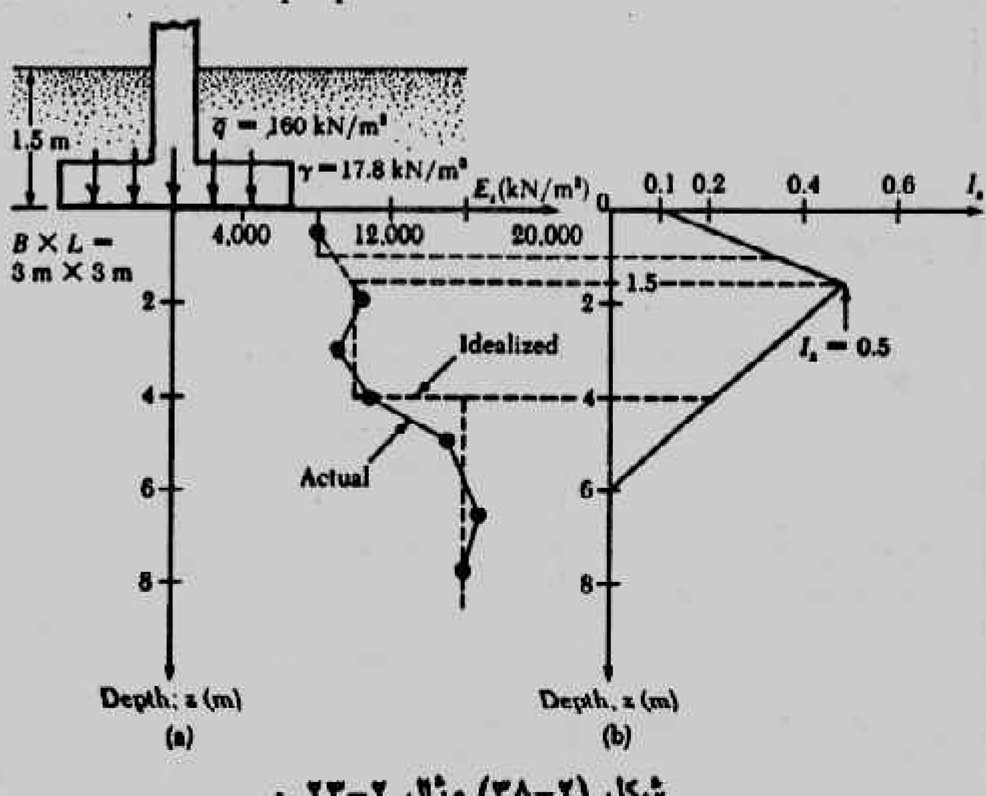
جدول (٢-١٦) معاملات المرونة للتربة

Type of soil	Young's modulus, E_s MN/m^2	Poisson's ratio, μ_s
Loose sand	10.35– 24.15	0.20–0.40
Medium dense sand	17.25– 27.60	0.25–0.40
Dense sand	34.50– 55.20	0.30–0.45
Silty sand	10.35– 17.25	0.20–0.40
Sand and gravel	69.00–172.50	0.15–0.35
Soft clay	2.07– 5.18	
Medium clay	5.18– 10.35	0.20–0.50
Stiff clay	10.35– 24.15	

Example 2-23 :

Fig.(3.26a) shows a shallow foundation on a deposit of sandy soil that is 3 m x 3 m in plan. The actual variation of the values of Young's modulus with depth determined by using the standard penetration numbers of Eq (2-95) are also shown in Fig. (2-38a). Using the strain influence factor method, estimate the settlement of the foundation five years after construction.

Solution : By observing the actual variation of Young's modulus with depth, one can plot an estimated idealized form of the variation of E_S as shown in Fig. (2-38a) Fig. (2-38b) shows the plot of the strain influence factor. The following table can now be prepared.



شكل (٢-٣٨) مثال ٢-٢٣ .

Depth (m)	Δz (m)	E_s (kN/m²)	Average I_z	$\frac{I_z}{E_s}\cdot\Delta z$ (m³/kN)
0–1	1	8,000	0.233	0.291×10^{-4}
1.0–1.5	0.5	10,000	0.433	0.217×10^{-4}
1.5–4	2.5	10,000	0.361	0.903×10^{-4}
4.0–6	2	16,000	0.111	0.139×10^{-4}
				$\Sigma = 1.55 \times 10^{-4}$

$$C_1 = 1 - 0.5\left(\frac{q}{\bar{q}-q}\right) = 1 - 0.5\left[\frac{17.8 \times 1.5}{160-(17.8 \times 1.5)}\right] = 0.9$$

$$C_2 = 1 + 0.2\log\left(\frac{5}{0.1}\right) = 1.34$$

Hence :

$$S_e = C_1 \cdot C_2\left(\bar{q}-q\right)\sum_{o}^{2B}\frac{I_z}{E_s}\Delta z$$

$$= (0.9)(1.34)\,[160 - (17.8 \times 1.5)]\,(1.55 \times 10^{-4})$$

$$= 249.2 \times 10^{-4}\ \text{m} \approx 24.9\ \text{mm}$$

جدول (٢-١٧) قيم إسترشادية لمعامل المرونة لأنواع التربة المختلفة.

نوع التربة	الوصف	معامل الانضغاط E_s ميجا نيوتن / م٢	معامل الانضغاط E_s كجم / سم٢
طين	ضعيف التماسك	٢ - ٠,٥	٢٠ - ٥
	متوسط التماسك	٦ - ١,٥	٦٠ - ١٥
	متماسك	١٠ - ٢,٥	١٠٠ - ٢٥
	شديد التماسك	٢٠ - ٥	٢٠٠ - ٥٠
	صلد	٤٠ - ١٠	٤٠٠ - ١٠٠
طمى		٣٠ - ٣	٣٠٠ - ٣٠
رمل	سائب	٢٥ - ١٠	٢٥٠ - ١٠٠
	متوسط الكثافة	٧٥ - ٢٥	٧٥٠ - ٢٥٠
	كثيف	١٥٠ - ٧٥	١٥٠٠ - ٧٥٠
	كثيف جداً	٤٠٠ - ١٥٠	٤٠٠٠ - ١٥٠٠
زلط		٤٠٠ - ١٠٠	٤٠٠٠ - ١٠٠٠
تربة عضوية أو بقايا نباتية		٢ - ٠,٥	٢٠ - ٥

جدول (٢-١٨) تعيين معامل المرونة من رقم الإختراق القياس.

Rel.No	Soil type	Relationship		Remark
1	sand	$E_s=500(N+15)$	kpa	
2	sand	$E_s=18000+750\ N$	kpa	NCS
3	sand	$E_s=41600+1090\ N$	kpa	OCS
4	sand	$E_s=1200(N+6)$	kpa	
5	sand	$E_s=5\ N$	kg/cm^2	
6	sand	$E_s=13500\ N$	kpa	
7	sand	$E_s=7.5(1-\nu^2)\ N$	kg/cm^2	
8	sand	$E_s=(15200\ \text{to}\ 22000)\ln N$	kpa	
9	gravel with sand	$E_s=12(N+6)$	kg/cm^2	$N<15$
10	gravel with sand	$E_s=40+12(N-6)$	kg/cm^2	$N>15$
11	dry sand	$E_s=V\ \sigma_o^{0.522}$		$0<\sigma_o<1.2$
		$V=246.2\log N-263.4\ \sigma_o+375.6\pm 57.6$		
12	silty sand	$E_s=300(N+6)$	kpa	
13	silt with sand	$E_s=23(N+6)$	kg/cm^2	$N<15$
14	silt with sand	$E_s=40+3(N-6)$	kg/cm^2	$N>15$
15	clayay sand	$E_s=320(N+15)$	kpa	
16	clayay sand	$E_s=3.33(N+5)$	kg/cm^2	

جدول (٢-٢٠) تقدير معامل الإنضغاط (Es) من تجربة المخروط الإستاتيكى

معامل الانضغاط	نوع التربة
$E_s=1.5\ q_{cone}$	طمي ورمل
$=2\ q_{cone}$	رمل متوسط الكثافة
$=3\ q_{cone}$	رمل كثيف
$=4\ q_{cone}$	رمل وزلط
$E_s=(3\text{-}8)\ q_{cone}$	طين

جدول (٢-١٩) : تعيين معامل المرونة من مقاومة الإختراق بالمخروط.

Rel.No	Soil types	Relationship	Remarks	Reference
1	coarse sand	E_s=(1.5 to 3) q_o		Trofimenkof,
2	coarse and, sand+gravel	E_s= 5 q_o		Schmertmann,
3	sandy gravel, gravel	E_s= 6 q_o		Schmertmann,
4	sandy gravels	E_s=1.5q_o		Trofimenkov,
5	sandy gravel, gravely sand	E_s=(5 to 7) q_o	q_o> 40 kg/cm^2	Bogdanovic,
6	dry sand	E_s=V $\sigma_o^{0.522}$ V =301.1log q_o-382.3σ_o+60.3±50.3	0<σ_o<8kg/cm^2 σ_o=0.778for 90 tests	Schultze and Melzer,
7	Submerged sand	E_s=2.5(q_o+30) t/ft^2		Web,
8	submerged sand	E_s= 2 (q_o+25)		Schmertmann,
9	fine sand	E_s=(1.5 to 2) q_o		Trofimenkof,
10	fine to meduim sand	E_s=2.5(q_o+3200)kN/m^2	South African pr.	De Beer,
11	fine to meduim sand	E_s=3.5 q_o		Schmertmann,
12	fine to meduim sand	E_s=(2 to 4) q_o		Trofimenkov,
13	silty sand	E_s=(1 to 2) q_o		Vesic,
14	silty sand	E_s=(2 to 4) q_o		Trofimenkov,
15	silty sand	E_s=(1.3 to 1.9) q_o		Bachelier and Parez,
16	silty sat. sand	E_s=(1.5 to 1.8) q_o	20<q_o<40	Bogdanovic,
17	silty sand	E_s=(2 to 3.5) q_o		Schmertmann,
18	clayey sand	E_s=(3 to 6) q_o		Vesic,
19	clayey sand	E_s=(3.8 to 5.7) q_o		Bachelier and Parez,
20	clayey sand	E_s=1.67(q_o+1600)kN/m^2	I_p <15 %	De Beer,
21	sub. clayey sand	E_s=1.67(q_o+15)		Webb,
22	silt	E_s=(1.5 to 2) q_o		Trofimenkov,
23	silt, sandy silt	E_s= 2 q_o		Schmertmann,
24	clayey silt	E_s=(1.8 to 2.5) q_o	10 < q_o < 20	Bogdanovic,
25	clayey silt	E_s=(2.5 to 3) q_o	5 < q_o < 10	Bogdanovic,
26	sandy clay, stiff clay	E_s=(5 to 7) q_o	U.S.S.R practice	Trofimenkov,
27	clay	E_s= 7 q_o	U.S.S.R practice	Trofimenkov,
28	soft clay	E_s=(6 to 8) q_o		Vesic,
29	soft clay	E_s= 7.7 q_o		Bachelier and Parez,

جدول (٢-٢١) معامل المرونة للتربة بدلالة قوة التماسك

Rel. No	Soil types	Relationship	Reference
1	clay	E_s =(500 to 1500) C	Bjerrum,
2	lean organic clays	E_s =(1000 to 1500) C	D'Appolonia et al,
3	soft sensitive clays	E_s = 500 C	NRC of Canada,
4	fine to stiff clays	E_s = 1000 C	NRC of Canada,
5	very stiff clays	E_s = 1500 C	NRC of Canada,
6	clay I_p>30, or organic	E_s =(100 to 500) C	Bowles,
7	,, I_p<30, or stiff	E_s =(500 to 1500) C	,,
8	,, 1< OCR <2	E_s =(800 to 1200) C	,,
9	,, OCR > 2	E_s =(1500 to 2000) C	,,

جدول (٢-٢٢): معامل الإنضغاط بدلالة قوة التماسك Cu بواسطة تجربة القص بالمرنحة

نوع التربة	معامل الإنضغاط
طين ضعيف التماسك	$E = 50 (c_u)$
طين متوسط التماسك إلى متماسك	$E = 100 (c_u)$
طين شديد التماسك	E = 150 (cu)

أما فى حالة الأساسات المعرضة لحمل غير مركزى فإنه يحدث بها بالإضافة للهبوط الفورى الرأسى Se دوران t ولقد اقترح جورجيادس وبترفيلد (١٩٨٨) الطريقة الآتية لحساب الهبوط والدوران :

١- ليكن الحمل Q والإزاحة e والمطلوب إيجاد t, Se شكل ٢-٣٩.

٢- يحسب أقصى حمل Qult(e) يمكن أن يتحمله الأساس.

٣- يعين معامل الأمان للحمل الغير مركزى :

$$FS = \frac{Qult(e)}{Q} = F_1$$

٤- يعين Qult (e = o) لنفس الأساس كما لو كان e = o

٥- تعيين : $\frac{Qult(e=o)}{F_1} = Q_{(e=o)}$

حيث $Q(e=o)$ هى الحمل المسموح به للأساس بمعامل أمان $FS = F_1$.

٦- باستخدام $Q(e=o)$ تعين الهبوط الفورى $S_{e(e=o)}$ ∴

٧- والان يمكن تعيين S_e, t من :

$$S_e = S_{e(e=o)} \left[1-2\left(\frac{e}{B}\right)\right]^2 \quad \text{.......(2-105)}$$

$$t = \tan^{-1}\left[CS_e\left(\frac{e/B}{\sqrt{BL}}\right)\right] \quad \text{.......(2-106)}$$

where : $C = \beta_1 \beta_2$

β_1, β_2 = factors dependent on the L/B ratio

وتعيين B_1, B_2 أو C من شكل (٢- ٤٠).

Example 2-24 :

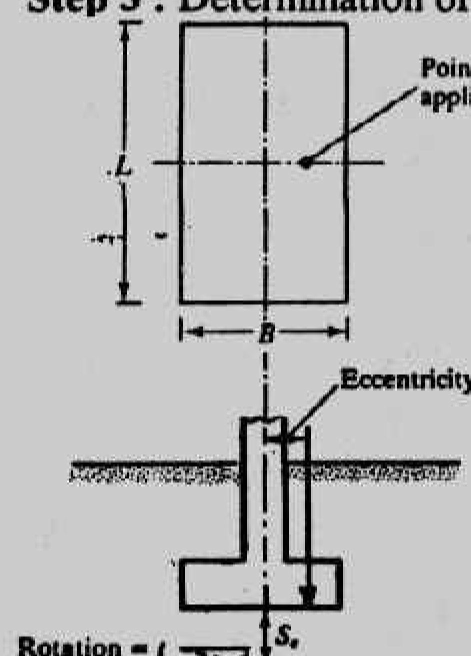
A square foundation is shown in Fig. (2-41).It is subjected to a load of 180 kN and a moment of 27 kN-m. Determine the settlement of the foundation (Se and t) according to the presented method.

Solution :

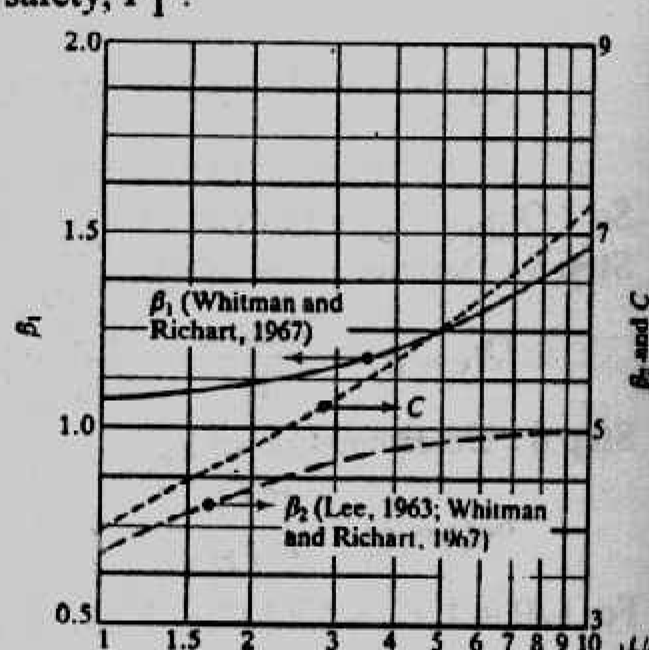
Step 1: Given : Q = 180 kN and moment = M = 27 kN-m, load eccentricity = e = M/Q = 27/180 = 0.15 m.

Step 2 : The magnitude of Qult(e) has been calculated in Example 2-9.
Qult(e) = 988kN

Step 3 : Determination of factor of safety, F_1 :



شكل (٢-٣٩) : أساس غير مركزى للحمل



شكل (٢-٤٠) : تعيين P1 ، P2 أو C

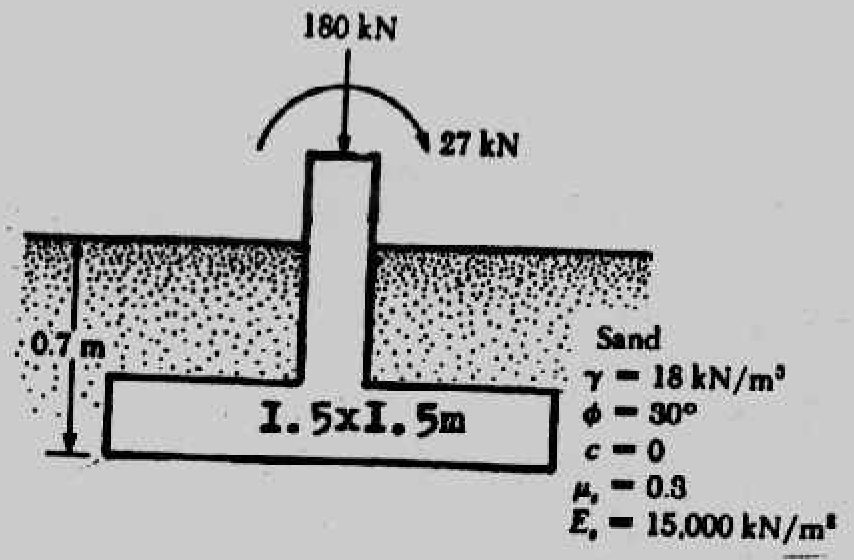


Fig. (2-41)

$$\text{Factor of safety} = F_1 = \frac{Q_{ult(e)}}{Q} = \frac{988\,kN}{180} = 5.49$$

Step 4 : Determination of $Q_{ult(e=o)}$: From Eq. (2-17), because c = 0,

$$q_u = qN_q S_q d_q + \frac{1}{2}\gamma B N_\gamma S_\gamma d_\gamma \quad , \quad q_u = 12.6\ kN/m^2$$

From $\phi = 30°$ (From Table (2-7), $N_q = 18.4$ and $N\gamma = 22.4$),From Table 3.4,

$$S_q = 1 + \frac{B}{L}\tan\phi = 1 + \left(\frac{1.5}{1.5}\right)\tan 30 = 1.577$$

$$d_q = 1 + 2\tan\phi\,(1-\sin\phi)^2\,\frac{D_f}{B} = 1 + \frac{(0.289)(0.7)}{1.5} = 1.135$$

$$S\gamma = 1 - 0.4\left(\frac{B}{L}\right) = 1 - 0.4\left(\frac{1.5}{1.5}\right) = 0.6 \quad , \quad d\gamma = 1$$

$$q_u = (12.6)(18.4)(1.577)(1.135) + \left(\frac{1}{2}\right)(18)(1.5)(22.4)(0.6)(1)$$

$$= 414.97 + 181.44 = 596.41\ kN/m^2$$

So : $Q_{ult(e=o)} = (596.41)(1.5) \times 1.5) = 1342\ kN$

Step 5 : Determination of $Q_{(e=o)}$:

$$Q_{(e=o)} = \frac{Q_{ult(e=o)}}{F_1} = \frac{1342}{5.49} = 244.4\ kN/m^2$$

Step 6 : Determination of $S_{e(e=o)}$:

$$S_{e(e=o)} = \frac{B(Q_{e=o})}{E_s(BxL}(1-\mu_s^2)\alpha_r$$

For L/B = 1, $\alpha_r \approx 0.82$ (Fig. 2-35). Given $\mu_s = 0.3$ and $E_s = 15{,}000\ kN/m^2$,

$$S_{e(e=o)} = \frac{(1.5)(244.4)}{(15,000)(1.5 \times 1.5)}(1-0.3^2)0.82 = 0.0081 \text{ m} = 8.1 \text{ mm}$$

Step 7 : From Eq (2-105)

$$S_e = S_{e(e=o)}\left[1-2\left(\frac{e}{B'}\right)\right]^2$$

$$= (8.1)\,[1 - (2)(0.1)]^2 = 5.18 \text{ mm}$$

From Eq. (2-106)

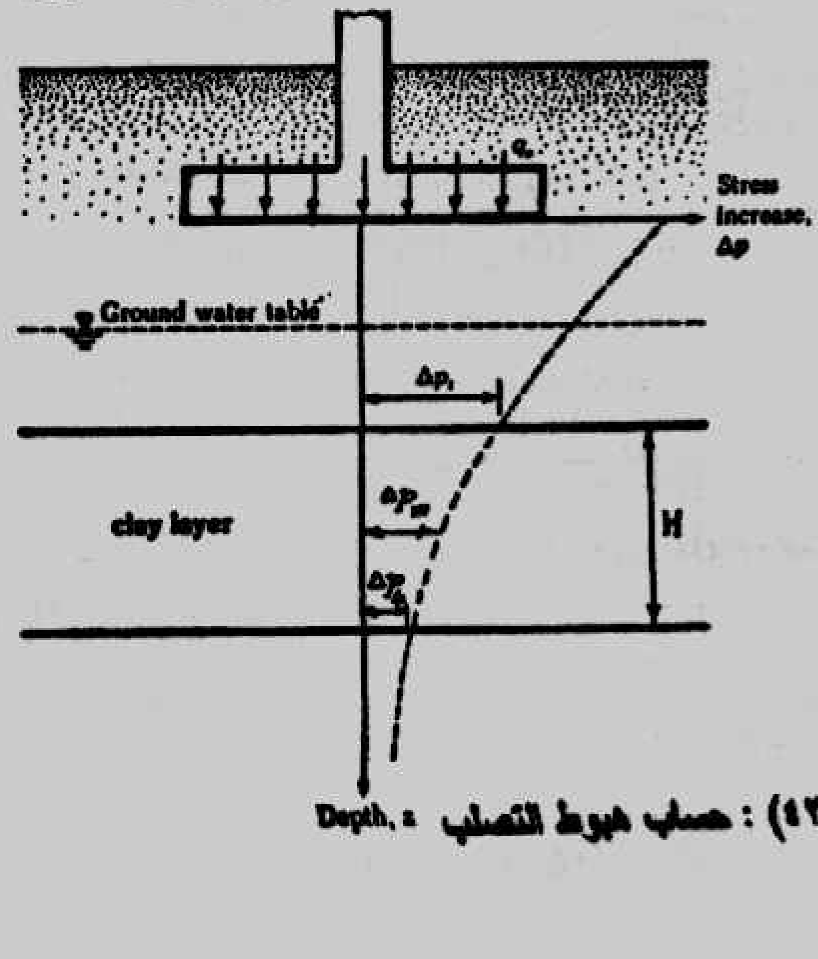
$$t = \tan^{-1}\left[CS_e\left(\frac{e/B}{\sqrt{BL}}\right)\right]$$

For B/L = 1, C ≈ 3.95 (from Fig. 3.28). So

$$t = \tan^{-1}\left[(3.95)\left(\frac{5.18 \text{ mm}}{1000}\right)\left(\frac{0.1}{\sqrt{(1.5)(1.5)}}\right)\right] = 0.078 \text{ deg}$$

ب- هبوط التصلب Consolidation Settlement :

هبوط التصلب يحدث مع الزمن للتربة الطينية المشبعة عند تعرضها لزيادة التحميل عليها ويتكون هذا الهبوط من شقين هما هبوط التصلب الرئيسى Primary consolidation settlement ، هبوط التصلب الثانوى Secondary consolidation settlement ، والهبوط الثانوى يحدث بعد انتهاء حدوث الهبوط الرئيسى ويكون الهبوط الرئيسى مؤثرا أكثر فى حالة التربة الطينية والتربة الطميية الطينية غير العضوية بينما للتربة العضوية يكون الهبوط الثانوى هو الأكثر تأثيرا.



شكل (٢-٤٢) : حساب هبوط التصلب

ويحسب هبوط التصلب، شكل (٢-٤٢) من :

$$S_c = \int \varepsilon_\upsilon \, dz$$

where : ε_υ = vertical strain

$$= \frac{\Delta e}{1+e_o}$$

Δ_e = change of void ratio

$= f(P_o, P_c, \text{and } \Delta p)$

So

$$S_c = \frac{C_c H_c}{1+e_o} \log \frac{P_o + \Delta P_{av}}{P_o} \text{ (for normally consolidated clays)....(2-108)}$$

$$S_c = \frac{C_s H_c}{1+e_o} \log \frac{P_o + \Delta P_{av}}{P_o} \text{ (for overconsolidated clays)............(2-109)}$$

$$S_c = \frac{C_s H_c}{1+e_o} \log \frac{P_c}{P_o} + \frac{C_c H_c}{1+e_o} \log \frac{P_o + \Delta P_{av}}{P_o} \text{ ....(2-110)}$$

(for overconsolidated clays with $P_o < P_c < P_o + \Delta P_{av}$)

where : P_o=average effective pressure on the clay layer before the construction of the foundation.

ΔP_{av} = average increase of pressure on the clay layer caused by the foundation construction.

P_c = preconsolidation pressure.

e_o = initial void ratio of the clay layer.

C_c= compression index.

0.007 (LL-10%)	للتربة زائدة التصلب
0.009 (LL - 10%)	للتربة عادية التصلب
LL = Liquid limit	للتربة العضويــــــة
Lw = water content	

C_s= swelling index.

H_c= thickness of the clay layer.

وزيادة الإجهاد ΔP فى طبقة الطين تقل بزيادة العمق ولذلك يمكن قياس زيادة الإجهاد المتوسطة من :

$$\Delta P_{av} = \frac{1}{6} (\Delta P_t + 4\Delta P_m + \Delta P_b) \text{.......................................(2-111)}$$

حيث ΔP_t ، ΔP_m ، ΔP_b هى الزيادة فى الإجهاد على قمة الطبقة وفى وسطها وفى قاعها على الترتيب. ولحساب هذه القيم يرجع إلى الباب السادس من كتابنا "ميكانيكا التربة". كما يمكن حساب الهبوط باستخدام معامل التغير الحجمى من :

$$S_c = \int \frac{\Delta e}{1+e_o} dz = \int m_v \Delta P_{(1)} dz \quad \text{.......................(2-112)}$$

where : S_c = consolidation settlement

$\Delta P_{(1)}$ = vertical stress increase

m_v = volume coefficient of compressibility

وللطبقات الصغيرة التى لا يزيد سمكها عن ٣ مترا يمكن استخدام :

$S_c = m_v . \Delta P(1). H$ ....(2-113)

حيث H هو سمك الطبقة، أما الهبوط الثانوى (وهو مثل ظاهرة الزحف Creep فى الخرسانة) فيحسب بعد زمن معين مقداره Δt من $t_2 = t_1 + \Delta t$:

$$S_s = H_f C_\alpha \log \frac{t_1 + \Delta t}{t_1} \quad \text{.......................(2-114)}$$

حيث :

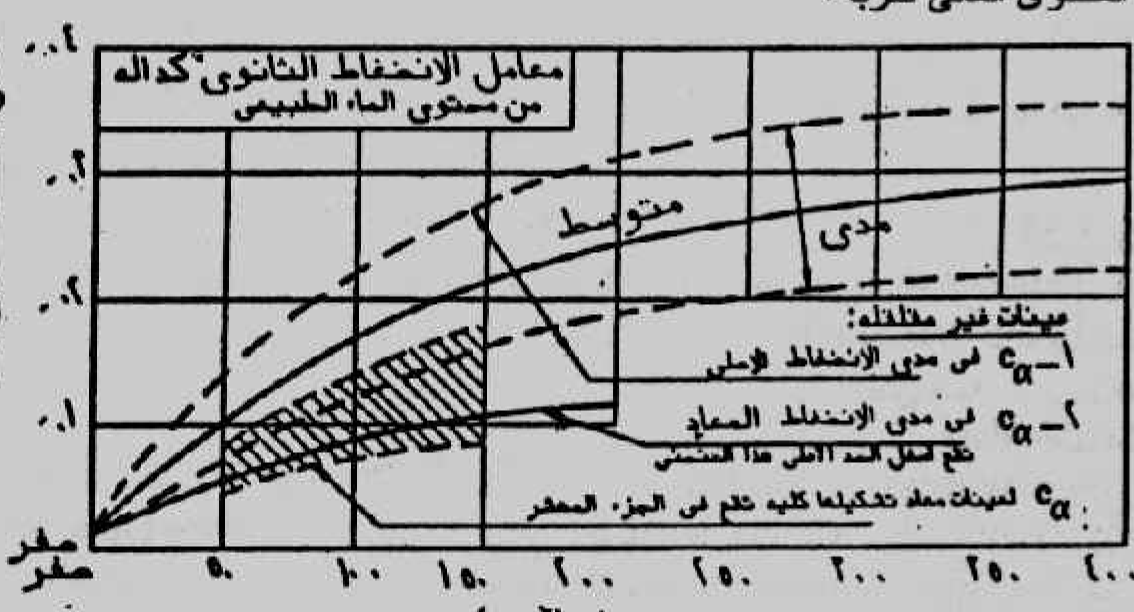
Hi = thickness of laboratory sample

ΔHs = change in laboratory sample thickness from t1, to t2

H_f = thickness of field consolidation stratum.

$$C_\alpha = \frac{\Delta H_s / H_i}{\log t_2 / t_1}$$

وفى حالة عدم توافر قيم للمعامل $C\alpha$ يمكن الإستعانة بالعلاقات المبينة فى شكل (٢-٤٣) باستخدام المحتوى المائى للتربة.



شكل (٢-٤٣): تعين $C\alpha$ من المحتوى الثانى

الهبوط النسبى أو المتفاوت Differential Settlement :

عندما يتعرض مبنى أو أساس لهبوط غير متساوى فإننا نقول أن الهبوط هنا متفاوت أو نسبى، ويحدث ذلك بسبب اختلاف الأحمال المؤثرة على الأجزاء المختلفة للمبنى أو الأساس أو نتيجة لاختلاف أعماق أو أبعاد أو أشكال الأساس أو لإختلاف خواص التربة وسمك طبقاتها أو لإختلاف زمن الإنشاء. وإذا كان الهبوط المتساوى للأساسات لا يسبب أضرارا لسلامة المنشأ مثل الشروخ أو التصدعات فإن الهبوط النسبى أو المتفاوت يلحق أضرار كبيرة بالمبانى قد تصل إلى الإنهيار الكامل. أما إذا كان الهبوط المتساوى كبيرا فقد يؤثر ذلك على سلامة وصلات المياه والمجارى ومظهر المنشأ معماريا. ويحدد الكود المصرى (١٩٩١) أنه يجب الا تتجاوز قيم أقصى هبوط كلى للأساسات السطحية القيم المذكورة فى الجدول (٢-٢٣).

جدول (٢-٢٣) : أقصى هبوط كلى مسموح به للأساسات السطحية

نوع الأساس	نوع التربة	أقصى هبوط (مم)
قواعد منفصلة	متماسكة (طينية)	٧٠
قواعد منفصلة	غير متماسكة (رملية)	٥٠
لبشة	متماسكة	١٥٠
لبشة	غير متماسكة	١٠٠

وعمليا توجد علاقة بين قيم الهبوط الكلى والهبوط المتفاوت الذى قد يلحق أضرارا بالمنشأ، وعموما فإن عدم تجاوز المنشأ لقيم الهبوط المذكورة بالجدول السابق يكون كافيا لتحمله الهبوط المتفاوت بدون أضرار. ويعطى الكود المصرى أيضا قيم الهبوط المتفاوت المسموح به بدلالة زاوية الدوران للمنشآت المختلفة حيث تعرف زاوية الدوران بأنها الهبوط المتفاوت بين عمودين مثلا مقسوما على المسافة بينهما ، جدول (٢-٢٤) وبدراسة حوالى مائتين مبنى قدم بعض العلماء الجدول (٢-٢٥) لقيم الهبوط والهبوط المتفاوت المسموح بهما. كما تقدم بعض المراجع الجداول (٢-٢٦)، (٢-٢٧)، (٢-٢٨) للقيم المسموح بها والمعمول بها فى بعض الدول للهبوط والهبوط المتفاوت.

Example 2-25 :

A foundation 1x 2 m in plan is shown in Fig. 2- Estimate the total settlement of the foundation.

Solution :

Elastic Settlement :

The clay layer is located at a depth of 2 m that is, 2B below the foundation. From Fig. (2-44), it can be seen that the soil located at a depth z > 2B has very little influence on the elastic settlement. Hence, if Eq. (2-91) is used for the elastic settlement calculation. is reasonable to use the Young's modulus and Poisson's ratio values of the sand layer. Thus :

جدول (٢-٢٤) : الهبوط النسبى أو المتفاوت المسموح به للمنشآت

الهبوط بدلالة ظل زاوية الدوران	تصنيف الحالة
١ : ٧٥٠	الحد المتوقع عنده وجود مشاكل للماكينات الحساسة للهبوط المتفاوت.
١ : ٦٠٠	الحد المتوقع عنده حدوث شروخ كبيرة فى الإطارات من الخرسانة المسلحة الغير محددة استاتيكياً بدرجة كبيرة.
١ : ٥٠٠	الحد المطلوب للمنشآت المراد خلوها من أية شروخ على وجه العموم.
١ : ٣٠٠	الحد المتوقع عنده حدوث شروخ بالحوائط فى المبانى الهيكلية وصعوبات فى المنشآت المحتوية على أوناش.
١ : ٢٥٠	الحد الذي يمكن عنده ملاحظة ميل المبانى العالية بالعين المجردة.
١ : ١٥٠	الحد المتوقع عنده حدوث شروخ كبيرة فى حوائط المبانى الهيكلية . الحد المتوقع عنده حدوث شروخ فى الحوائط الحاملة من الطوب أو الحجر (نسبة ارتفاع الحائط إلى طوله أقل من ٢٥٪) . الحد الذى يحدث عنده أضرار فى هيكل المنشأ.

جدول (٢-٢٥): قيم الهبوط الكلى والنسبى المقترحة.

نوع الهبوط والتربة	قواعد منفصلة	لبشة
• زاوية الدوران	٣٠٠/١	
• الهبوط النسبى أو المتفاوت		
– للتربة الطينية	٤٠مم	
– للتربة الرملية	٢٥ – ٣٠ مم	
• الهبوط الكلى		
– للتربة الطينية	٨٠ مم	٨٠– ١٣٠ مم
– للتربة الرملية	٥٠ مم	٥٠–٨٠ مم

جدول(٢-٢٦): الهبوط المسموح به للمبانى المختلفة *

Kind of building	Allowable average settlement, in inches (millimeters)
Building with plain brick walls	
$L/H \geq 2.5$	3 (80)
$L/H \leq 1.5$	4 (100)
Building with brick walls, reinforced with reinforced concrete or reinforced brick	6 (150)
Framed building	4 (100)
Solid reinforced concrete foundations of smokestacks, silos, towers, and so on	12 (300)

* After Wahls, 1981

جدول (٢-٢٧): قيم مسموح بها للهبوط

Type of Movement	Limiting Factor	Maximum Settlement
Total settlement	Drainage and access	0.15 to 0.6 m (0.5 to 2 ft)
	Probability of differential settlement	
	Masonry walls	25 to 50 mm (1 to 2 in.)
	Framed buildings	50 to 100 mm (2 to 4 in.)
Tilting	Tower, stacks	$0.004B$†
	Rolling of trucks, stacking of goods	$0.01S$†
	Crane rails	$0.003S$†
Curvature	Brick walls in buildings	$0.0005S$ to $0.002S$†
	Reinforced concrete building frame	$0.0025S$†
	Steel building frame, continuous	$0.002S$†
	Steel building frame, simple	$0.005S$†
Maximum permissible settlement	Front slab, 100 mm thick	$0.02S$†

* B is base width; S is column spacing.
† Differential settlement in distance B or S.

جدول (٢-٢٨): القيم المسموح بها للهبوط فى بعض الكودات

All values to be multiplied by L = length between two adjacent points under consideration. H = height of wall above foundation†

Structure	On sand or hard clay	On plastic clay	Average max. settlement, mm	
Crane runway	0.003	0.003		
Steel and concrete frames	0.002	0.002	100	
End rows of brick-clad frame	0.0007	0.001	150	
Where strain does not occur	0.005	0.005		
Multistory brick wall			25	$L/H \geq 2.5$
L/H to 3	0.0003	0.0004	100	$L/H \leq 1.5$
Multistory brick wall				
L/H over 5	0.0005	0.0007		
One-story mill buildings	0.001	0.001		
Smokestacks, water towers,				
Ring foundations	0.004	0.004	300	
	Structures on permafrost			
Reinforced concrete	0.002–0.0015		150 at 40 mm/year‡	
Masonry, precast concrete	0.003–0.002		200 at 60 mm/year	
Steel frames	0.004–0.0025		250 at 80 mm/year	
Timber	0.007–0.005		400 at 129 mm/year	

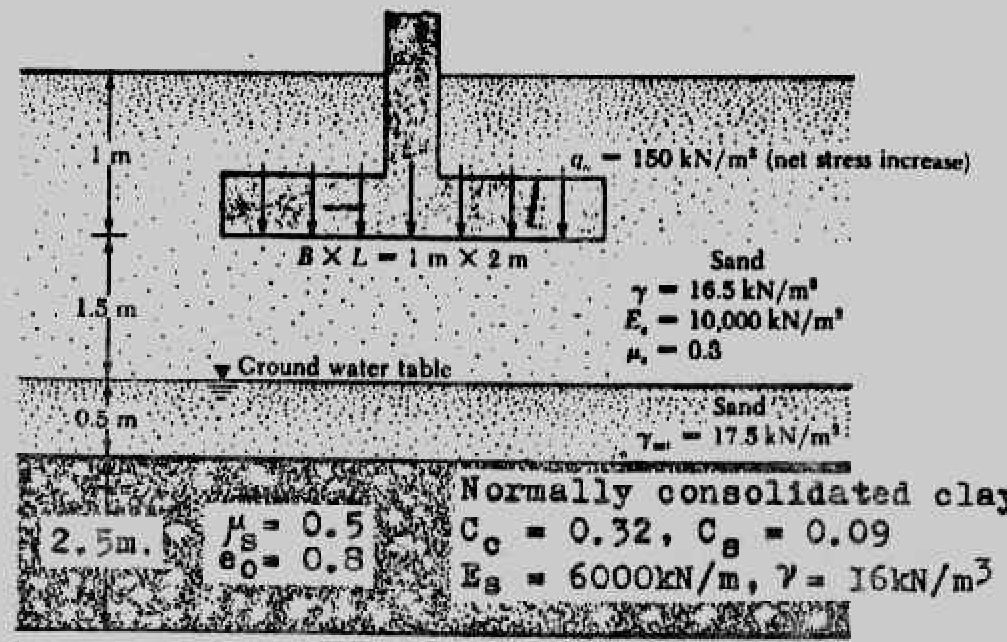


Fig.(2- 44)

$$S_e = \frac{Bq_o}{E_s}(1-\mu_3^2)\alpha_r$$

Given : q_o = 150 kN/m², E_3 = 10,000 kN/m2, μ3 = 0.3, and ≈ 1.2 (Fig. 2-34). So

$$S_e = \frac{(1)(150)}{10.000}(1-0.3^2)(1.2) = 0.0163 \text{ m} = 16.38 \text{ mm}$$

Consolidation Settlement

The clay is normally consolidated.

$$S_c = \frac{C_c H}{1+e_o} \log \frac{P_o + \Delta P_{av}}{P_o}$$

$$P_o = (2.5)(16.5) + (0.5)(17.5 - 9.81) + 1.25\,(16 - 9.81)$$

From Eq. 2-111 :

$$\Delta P_{av} = \frac{1}{6}\,(\Delta P_t + 4\Delta P_m + \Delta P_b)$$

Using the 2 : 1 method

$$\Delta P = \frac{q_o \, x \, B \, x \, L}{(B+z)(L+z)}$$

For the top of the clay layer, z = 2m, so

$$\Delta P_t = \frac{(150)(1)(2)}{(1+2)(2+2)} = 25 \text{ kN/m}^2$$

Similarly :

$$\Delta P_m = \frac{(150)(1)(2)}{(1+3.25)(2+3.25)} = 13.45 \text{ kN/m}^2$$

and

$$\Delta P_b = \frac{(150)(1)(2)}{(1+4.5)(2+4.5)} = 8.39 \text{ kN/m}^2$$

Thus

$$\Delta P_{av} = \frac{1}{6}[25+4(13.45)+8.39)] = 14.53 \text{ kN/m}^2$$

So

$$Se = \frac{(0.32)(2.5)}{1+0.8} \log\left(\frac{52.84+14.53}{52.84}\right) = 0.0469 \text{ m} = 46.90 \text{ mm}$$

Hence, total settlement = S = Se + Sc = 16.38 + 46.90 = 63.28 mm

Note : The total settlement just calculated may exceed the tolerable settlement of the foundation. In order to reduce the settlement, the foundation size may be changed so that it will carry the same total load of 300 kN but cause less settlement.

الباب الثالث

الأساسات السطحية

Shallow foundations

الأساسات والغرض منها :

الأساس هو الجزء السفلى من المنشأ والمتصل بالأرض. والأساس هو العنصر الإنشائى الذى ينقل أحمال المنشأ سواء كانت حية أو ميتة أو غيرها بطريقة آمنة إلى تربة الأرض. وعامة تنفذ الأساسات أسفل مستوى سطح الأرض وإن كانت فى بعض الأحيان قد تمتد إلى أعلى سطح الأرض.

والأساسات عند تصميمها وتنفيذها يجب أن تحقق الأغراض الاتية :

١- تتحمل بأمان وزن المنشأ والأحمال الأخرى المعرض لها المنشأ مثل أحمال الرياح أو الزلازل أو أى أحمال أخرى تحدد حسب نوع المنشأ واستخدامه.

٢- توزيع ونقل جميع الأحمال الواصلة للأساسات إلى مساحة أكبر من التربة تحت الأساس وبما لا يسبب إجهادات على التربة أكبر من قدرة تحمل هذه التربة.

٣- مقاومة الهبوط النسبى المتفاوت لأجزاء المنشأ ومقاومة انتفاخ التربة.

٤- تحقيق الإتزان والاستقرار للمنشأ ضد أى تأثير خارجى مثل الرياح والأمطار والزلازل وضغط المياه وصدم الأمواج.

٥- مقاومة تأثير المياه الجوفية أو التأثيرات البيئية المحيطة بالأساسات.

أنواع الأساسات Types of Foundations :

الأساسات تنقسم إلى نوعين أساسيين ويضم كل نوع عدة أشكال للأساسات :

أ- الأساسات السطحية Shallow Foundations :

وهى الأساسات التى تنفذ على أعماق قريبة من سطح الأرض حيث يكون عمق التأسيس أقل من ضعف عرض الأساس. والأساسات السطحية تضم القواعد المنفصلة والأساسات الشريطية المستمرة والقواعد المشتركة واللبشة. ويضم شكل (٣-١) أنواع الأساسات السطحية المختلفة. والأساسات السطحية تمثل فى الأساسات الجزء الأكثر استخداما والأسهل تنفيذا والأكثر اقتصادا. وفى أغلب الأحوال ينصح باستخدام الأساسات السطحية إلا إذا

تعذر ذلك بسبب طبيعة التربة ونوع المنشأ وأحماله فيضطر إلى استخدام الأساسات العميقة الأكثر تكلفة والأصعب تنفيذا.

ويمكن استخدام الأساسات السطحية عند وجود طبقة من التربة ذات قدرة تحمل مناسبة وقريبة من سطح الأرض مع عدم وجود طبقات عالية الإنضغاط على أعماق قريبة من منسوب التأسيس حتى يكون الهبوط المحسوب للأساس فى حدود القيم المسموح بها.

ب- الأساسات العميقة Deep Foundations :

حينما يتعذر الحصول على طبقة صالحة للتأسيس بالقرب من سطح الأرض لتنفيذ أساسات سطحية يتم اللجوء اضطرارا إلى اختراق التربة لأعماق كبيرة للحصول على العمق الصالح للتأسيس. ويتم ذلك بتنفيذ أساسات عميقة مثل الأساسات الخازوقية وأساسات الدعامات والقيسونات شكل (٣-٢) وتستخدم الأساسات العميقة فى الحالات الآتية :

أ- حينما تكون الطبقات السطحية من التربة ضعيفة لدرجة لا تسمح لها بتحمل الإجهادات المنقولة إليها من الأساسات.

ب- حينما يكون تنفيذ الأساسات السطحية صعبا مثل التنفيذ فى قاع البحر أو فى الأنهار.

جـ- حينما تكون أحمال المنشأ كبيرة بدرجة لا تكفى معها استخدام الأساسات السطحية على كامل موقع المنشأ.

د- حينما تتواجد أحمال جانبية كبيرة مؤثرة على المنشأ مما يستلزم تنفيذ نظام إنشائى للأساسات يتحمل المركبات الأفقية المنقولة للأساسات مثل استخدام الخوازيق المائلة.

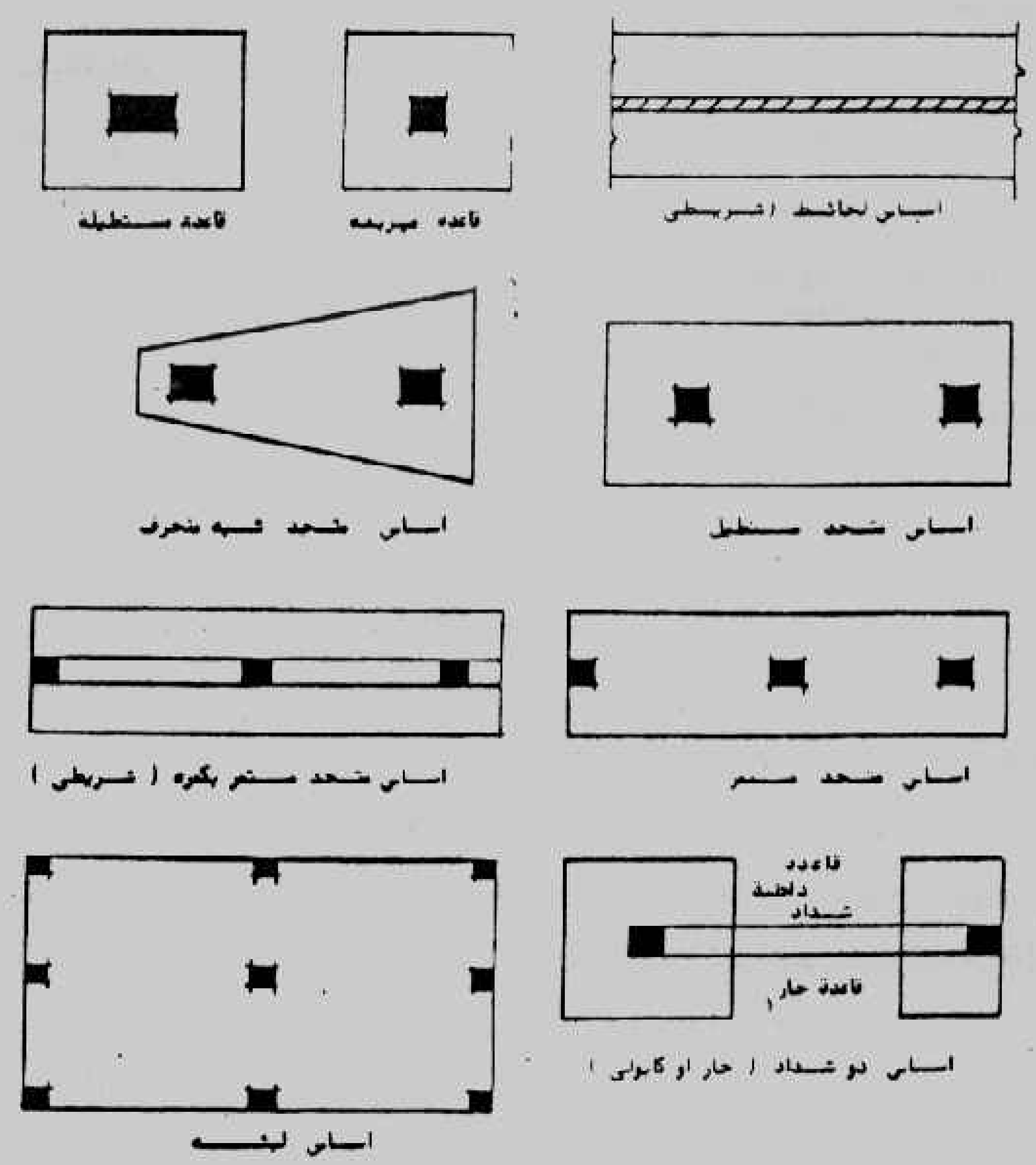
اختيار نوع الأساس Type of Foundation :

يتم اختيار نوع الأساس المناسب طبقا للعوامل الآتية :

١- المتطلبات الإنشائية مثل نوع المنشأ ووظيفته واستخدامه وأبعاده الرئيسية وحساسيته للهبوط المتفاوت.

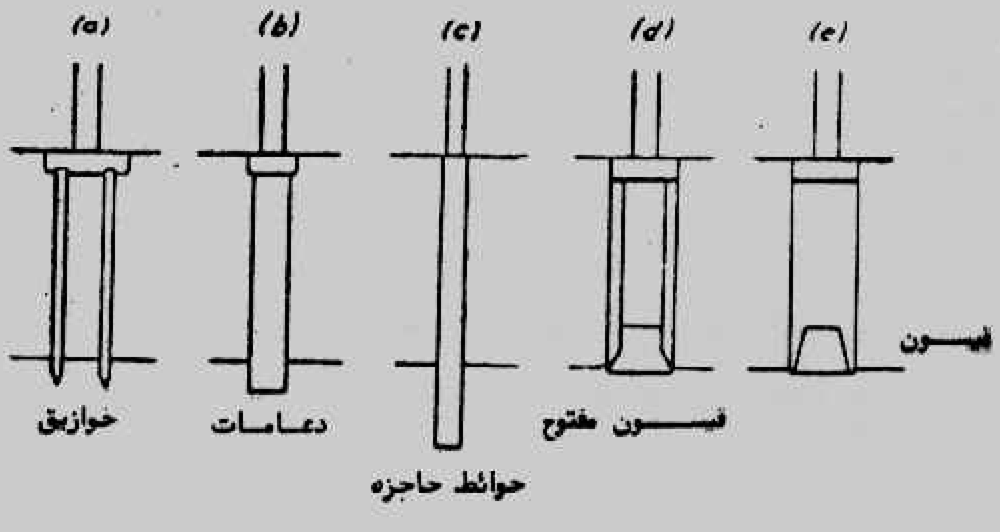
٢- أحمال الأساس مثل قيمة الأحمال الحية والميتة وأنواع وقيمة الأحمال الأخرى وكيفية توزيع هذه الأحمال وانتقالها للتربة.

٣- حالة التربة وتشمل مقاومتها وانضغاطها وخواصها الانتفاخية أو الإنهيارية وكيفية انتقال الأحمال فيها ووجود طبقات الردم وحجمها وتأثير ووجود الكيماويات بالتربة.



Shallow Foundation $D_f < 2B$

شكل (٣-١) : الأساسات السطحية



Deep Foundation

شكل (٣-٢) الأساسات العميقة

٤- المياه الجوفية وتشمل منسوبها وتغيراتها وتأثيرها على خواص التربة المحيطة بالأساسات وكذلك تأثيرها على الأساسات نفسها وما تحتويه من كيماويات.

٥- الموقع وحالته المناخية من حيث طبوغرافيته ومدى تأثره بحركة مياه البحر أو الفيضان أو الأمطار أو الجليد كذلك التأثيرات الحرارية والزلازل.

٦- متطلبات التنفيذ مثل زمن التنفيذ وأساليب التنفيذ فى الحفر وسند جوانبه وتصريف المياه والتأثيرات الناتجة عن تنفيذ الأساسات.

٧- الناحية الاقتصادية والتكاليف المقدرة لتنفيذ المنشأ وكذلك تكلفة المواد والمعدات الداخلة فى تنفيذ الأساسات.

تحديد عمق التأسيس Foundation Depth :

عند اختيار عمق أو منسوب التأسيس يجب مراعاة ما يلى :

١- أن يكون الأساس أسفل خط المتجمد Forst Line فى المناطق المعرضة للأجواء الباردة نظرا للتغيرات الحجمية المصاحبة.

٢- أن يكون الأساس أسفل مناطق التغير الحجمى الكبير حيث لا ينصح بالتأسيس على الردم Fill وكذلك على التربة الطينية أو الطميية ذات التغيرات الحجمية العالية High إلى العالية جدا Very High الموضح حدود أتربرج لها فى جدول (٣-١).

جدول (٣-١) التغير الحجمى للتربة

Potential soil volume change as related to the plasticity index I_P and the liquid limit w_L†

Potential for volume change	Plasticity index I_P	Shrinkage limit w_S, %	Liquid limit w_L, %
Low	< 18	> 15	20-35
Medium	15-28	10-15	35-50
High	25-41	7-12	50-70
Very high	> 35	< 11	> 70

٣- أن يكون الأساس أسفل التربة السطحية Topsoil أو المواد العضوية.

٤- تجنب التأسيس على الطبقات الضعيفة مثل التربة العضوية Peat .

٥- موقع الطبقات الضعيفة والقوية.

٦- موقع منسوب المياه الجوفية حيث ينصح بالتأسيس اسفل المنسوب الأدنى لتذبذب سطح المياه الجوفية حيث تكون التربة فى منطقة تذبذب المياه فيها أقل ثباتا ومقاومة.

٧- التربة ذات المشاكل مثل التربة الإنهيارية والتربة القابلة للإنتفاخ. ويجب الحذر فى التأسيس على التربة الإنهيارية والتى تحتاج عادة إلى معالجة وتحسين لخواصها قبل التأسيس عليها. كما يجب الحذر عند التأسيس على التربة الجافة القابلة للإنتفاخ والتى قد تنتفخ عند هطول الأمطار أو وصول المياه إليها من أى مصدر آخر. وعند التأسيس على طبقات طينية جافة يجب ألا يقل عمق التأسيس عن ١,٥ مترا.

٨- فى حالة وجود فراغات صناعية فى التربة تحت منسوب التأسيس مثل خطوط المجارى أو الأنفاق أو خزانات الصرف...إلخ. يتم ملء هذه الفراغات بردمها بتربة أقوى مثل الزلط أو الرمل مع الدمك الجيد أو النزول بمنسوب التأسيس أسفل هذه الفراغات.

٩- موقع الأساسات المجاورة حيث يجب البعد بالأساسات الجديدة عنها بمسافة تحدد كما فى شكل (٣-٣) لتجنب تراكب وتداخل الإجهادات حيث يكون $m > Z_f$.

وعموما يجب ألا يقل عمق التأسيس عن ٠,٨ مترا تحت منسوب سطح الأرض وذلك لضمان عدم تأثر التربة عند منسوب التأسيس بالعوامل الجوية ويمكن أن يقل هذا العمق فى حالات التربة الصخرية السليمة والمبانى المؤقتة أو الصغيرة.

الأحمال على الأساسات Loads on Foundations :

الأساسات يجب أن تصمم على الأحمال الميتة (الدائمة) والأحمال الحية وأحمال الرياح والزلازل والحرارة وغيرها.

١- **الأحمال الميتة (الدائمة) Dead Loads :** الأحمال الميتة هى مجموع الأحمال الثابتة والمستديمة سواء منها الأثقال الذاتية للعناصر الإنشائية أو الأثقال الثابتة المحمولة بواسطة هذه العناصر الحاملة. ويدخل ضمن هذه الأحمال وزن الأتربة وقوة دفعها الجانبية وكذلك الأرضيات والحوائط الحاملة والتركيبات. وبحسب الحد الأدنى للأحمال والقوى لتصميم المنشآت من جداول الأحمال المختلفة أو تقاس الأوزان الفعلية.

٢- **الأحمال الحية Live Loads :** الأحمال الحية هى الأحمال المتغيرة والمتحركة التى يتعرض لها أى جزء من المنشأ بما فى ذلك الأحمال الموزعة والمركزة وأحمال الصدم والاهتزازات والقصور الذاتى وهى تشمل :

أ- أوزان الأشخاص مستعملى المنشأ مثل صالات الاجتماعات.

ب- أحمال الماكينات واهتزازاتها.

جـ- أحمال الأثاث والأجهزة والالات غير المثبتة ومواد التخزين، وكذلك أوزان الشدات والأوناش والمعدات المستخدمة فى التنفيذ.

ويعطى جدول (٣-٢) الحدود الدنيا للأحمال التى يجب أن تؤخذ فى الاعتبار عند التصميم. ويحدد المهندس المصمم القيم الفعلية التى قد تتجاوز تلك القيم حسب المتطلبات الفنية للمنشأ. وفى المبانى السكنية متعددة الطوابق التى تزيد عن خمسة أدوار يراعى تخفيض الأحمال الحية وفقا للجدول (٣-٣) عند حساب الأحمال على نقط الإرتكاز كالجدران والأعمدة والأساسات. وفى حالة الأحمال الحية الناتجة عن الماكينات أو الأوناش أو أى جهاز له تأثير ديناميكى يؤخذ تأثير هذا الحمل فى الاعتبار بأن يزيد الحمل الحي المحسوب بنسبة مئوية محددة ما لم يذكر خلاف ذلك فى المواصفات الخاصة بالماكينة كالاتى :

توربينات، مصاعد	١٠٠٪
أوناش متحركة كهربائية	٢٥٪
أوناش متحركة يدوية	١٠٪
ماكينات ثابتة تحدث اهتزازات	٥٠٪

٣- **أحمال الرياح Wind Loads** : يجب تصميم المبانى العالية والعريضة لتقاوم أحمال الرياح ولقد بينت الكودات المصرية للخرسانة والأحمال تفاصيل حساب القوى الناتجة عن الرياح. ويهمل تأثير أحمال الرياح للمبانى ذات الارتفاع المساوى أو أقل من عرضه.

٤- **أحمال الزلازل Earthquick Loads** : تصميم الأساسات لتقاوم الزلازل حسب المنطقة الزلزالية الموجود بها المبنى. وسوف نفرد فصلا مستقلا لتصميم الأساسات المقاومة للزلازل. كما أن أحمال الرياح والزلازل لا تؤخذان معا فى نفس الوقت وذلك لبعد احتمال تواجد أحمال الرياح فى وجود الزلازل.

توزيع ضغط التماس تحت الأساسات السطحية :

Pressure Distribution Under Shallows Foundation (Contact Pressure)

توزيع ضغط التماس بين الأساس وتربة التأسيس من المتطلبات الرئيسية لتصميم الأساسات السطحية حيث أنه بمعرفة الأحمال المؤثرة على الأساس وتوزيع ضغط التماس أسفله يمكن حساب القوى الداخلية من قص وعزوم باستخدام نظرية الإنشاءات. ونظرا للحساسية الكبيرة فى عزوم الإنحناء نتيجة أى تغير بسيط فى توزيع ضغط التماس فإنه يجب اختيار توزيع

جدول (٣-٢) : الحدود الدنيا للأحمال الحية

نوع المنشـــــــأ	الحمل كجم/م٢
أ- أسطح نهائية	
أفقية لا يوصل إليها (غير مستخدمة)	١٠٠
مائلة (زاوية الميل أكثر من ٢٠°) لا يوصل إليها (غير مستخدمة)	٥٠
افقية أو مائلة يوصل إليها فى مبانى سكنية	٢٠٠
أفقية يوصل إليهـا فى مبانى عامـة	٤٠٠
ب- المبانى السكنية	
غرف سكنية	٢٠٠
سـلالم	٣٠٠
بلكونـات	٣٠٠
جـ- المبانى الإدارية	
غرف مكاتب	٣٠٠
سـلالم	٤٠٠
بلكونـات	٤٠٠
أرشيف (أوراق ومستندات تحت الحفظ)	٥٠٠-١٠٠٠
د- المستشفيات	
غرف علاج المرضى	٣٠٠
سلالم وطرقـات	٤٠٠
بلكونـات	٤٠٠
عنابر علاج المرضى	٤٠٠
غرف الجـراحة	٣٠٠ - ٥٠٠
غرف الأشـعة	٥٠٠ - ٨٠٠
هـ- المدارس	
فصـول تعليمية	٣٠٠
سلالم وطرقات	٤٠٠
معـامل	٤٠٠
مكتبـات	٥٠٠
صالات رياضية	٥٠٠

تابع جدول (٣-٢) : الحدود الدنيا للأحمال الحية

نوع المنشـــأ	الحمل كجم/م٢ .
و- القاعات والصالات	
القاعات والصالات ذات المقاعد الثـــابتة	٥٠٠
القاعات والصالات ذات المقاعد غير الثابتة	٦٠٠
ز- محلات البيع بالقطاعي	٥٠٠ أو أكثر
محلات البيع بالجملة والمخازن (حسب نوع المواد المخزونة والآلات)	١٠٠٠ أو أكثر
ح- الفنـــادق	
غرف النـــــزلاء	٢٠٠
غرف للخدمة العـامة	٤٠٠
السـلالم والطرقـات	٤٠٠
غرف الطعام والمطاعم	٤٠٠
ط- المكتبـات	
غرف الإطـــلاع	٤٠٠
غرف الحفظ للكتب	١٠٠٠
ي- المسارح وصالات السينما	
الطرقات والسلالم	٥٠٠
غرف خلع الملابس	٢٠٠
الشـــرفات	٥٠٠
القاعة الرئيسية والبلكونات (ذات المقاعد الثـــابتة)	٥٠٠
القاعة الرئيسية والبلكونات (ذات المقاعد غير الثابتة)	٦٠٠

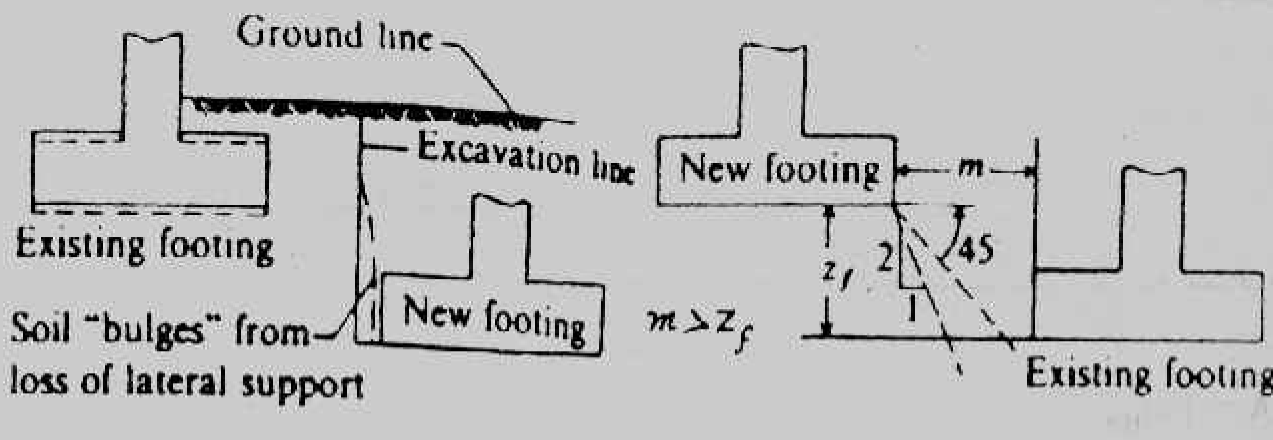
تابع جدول (٣-٢) : الحدود الدنيا للأحمال الحية

نوع المنشـــــأ	الحمل كجم/م٢
ل- الـــــورش	
يجب حساب الأحمال طبقاً لإستخدام المبنى بالإضافة إلى التأثير الديناميكى لاهتزاز الماكينات اللى يجب أن يوضع فى الإعتبار.	
م- الجراجـــات	
جراجات لعربات الركوب	
(لا يزيد الإرتفاع الصافى عند المداخل عن ٢,٥ م)	٣٠٠
جراجات لعربات الركوب والعربات السياحية والأتوبيسات	٤٠٠
الممرات للجراجات المذكورة	٥٠٠

جدول (٣-٣) : تخفيض الأحمال الحية فى المبانى السكنية

موقع السقف	قيمة الحمل الإضافى
الســقف الأعلى أو الســطح	P
السقف الأول تحت الســـطح	P
السقف الثـــانى تحت السطح	0.9 P
الــقف الثــالث تحت السطح	0.8 P
السقف الــرابع تحت السطح	0.7 P
السقف الخامس تحت السطح	0.6 P
السقف السادس تحت السطح	0.5 P

ويحتفظ بمعامل التخفيض (0.5 P) لكل من الطوابق الباقية .



شكل (٣-٣) : موقع الأساسات الجديدة بالنسبة للمجاوره

ضغط التماس الذى يمثل السلوك الفعلى للأساس والذى يؤدى إلى تنفيذه بأبعاد اقتصادية. ولقد بينت الدراسات التحليلية لنظرية المرونة وبعض الدراسات المعملية والموقعية أن جهد التماس تحت الأساس - المحمل بحمل منتظم - لا يكون منتظما وتوزيع الإجهاد تحت الأساس يعتمد على :

١- جساءة الأساس ونوعه.

٢- نوع تربة التأسيس.

وبين شكل (٣-٤) وشكل (٣-٥) أشكال ضغط التماس حيث يكون تحت مركز الأساس قيمة قصوى للتربة الخشنة وقيمة دنيا للتربة الناعمة. ولقد تبين أن هذا التوزيع يكون واضحا حينما يكون الأساس على سطح الأرض. ويتأثر هذا التوزيع بعمق التأسيس ودرجة دمك التربة والهبوط. ولقد اتضح أنه كلما زاد عمق التأسيس وأحيط الأساس بالتربة من جميع الاتجاهات وكان الأساس جاسئا فإن توزيع ضغط التماس يقترب من الحالة الخطية ويصبح أكثر انتظاما لكل من التربة الناعمة والخشنة.

وعموما فعند تصميم الأساسات يؤخذ ضغط التماس خطيا ومنتظما تحت الحمل المتمركز فى مركز الأساس وخطى التوزيع حينما يكون الحمل غير مركزى شكل (٣-٦) وعند تصميم المقاطع الخرسانية تأخذ بعض المواصفات والكودات (مثل AASHTO و ACI) قيم الإجهادات المسموح بها للخرسانة دون تخفيض. بينما تأخذ كودات أخرى مثل AREA الجمعية الأمريكية لهندسة السكة الحديد الإجهادات بعد تخفيضها بنسبة ١٠٪ ذلك عند اعتبار ضغط التماس منتظم التوزيع.

ولقد أعطى الكود المصرى بالتفصيل عدة طرق لحساب ضغط التماس (التلامس) للأنواع المختلفة للأساسات ولقد أوردنا هذه الطرق فى نهاية هذا الباب. وتبين الأشكال (٣-٥)، (٣-٦) بعض توزيعات ضغط التماس أسفل نموذج أساس، وكذلك أسفل أساسات عند تحميل مختلف.

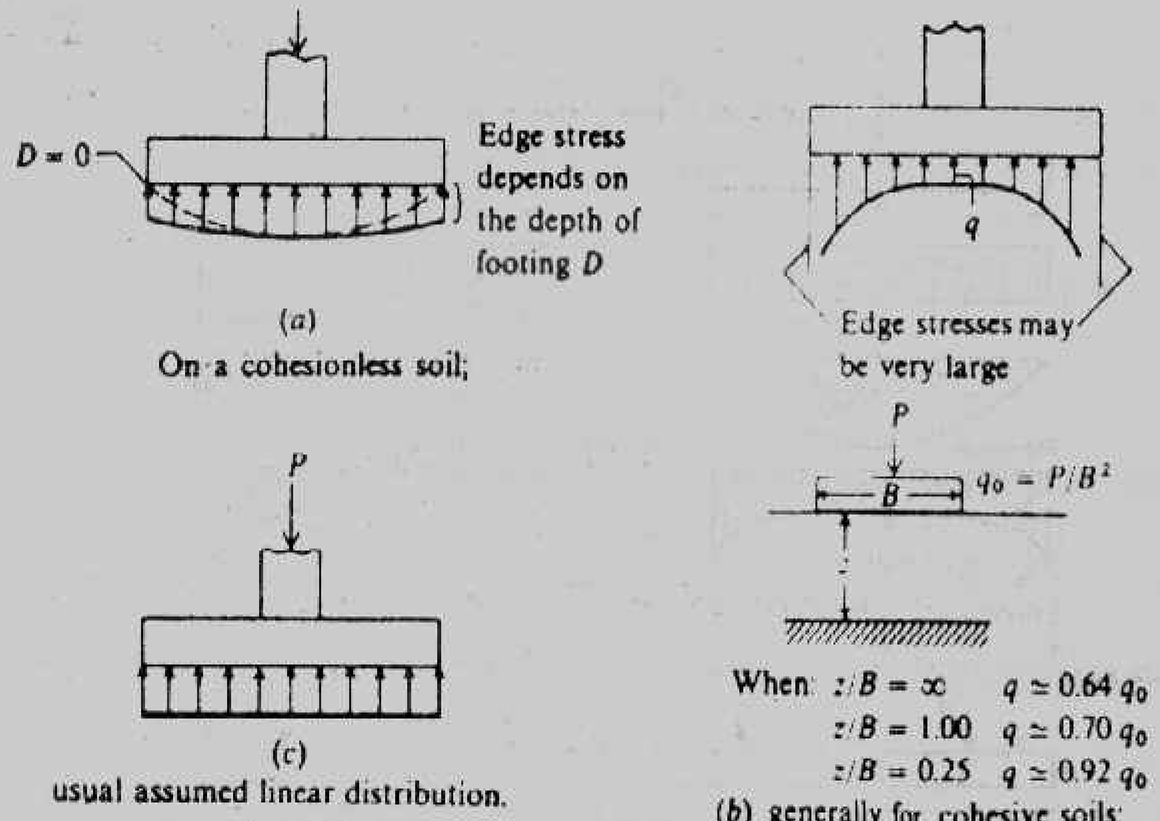
مساحة الأساس وقدرة التحمل :

تحسب الأحمال للمنشأ عند منسوب سطح الأرض P، فإذا كانت قدرة التربة الصافية الآمنة q_{na} معلومة فإن مساحة الأساس A تحسب من :

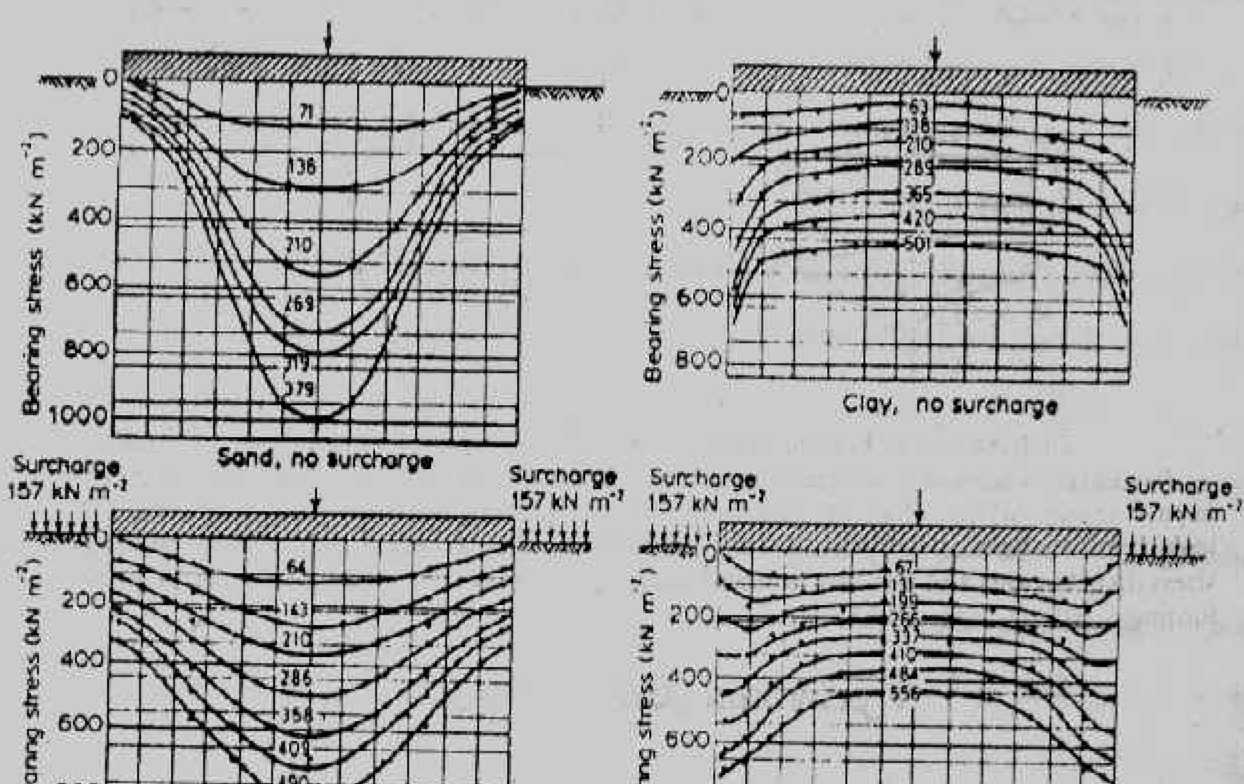
$$A = P/q_{na}$$

فإذا كانت قدرة تحمل التربة q_a هى المعطاه فإن مساحة الأساس تحسب من

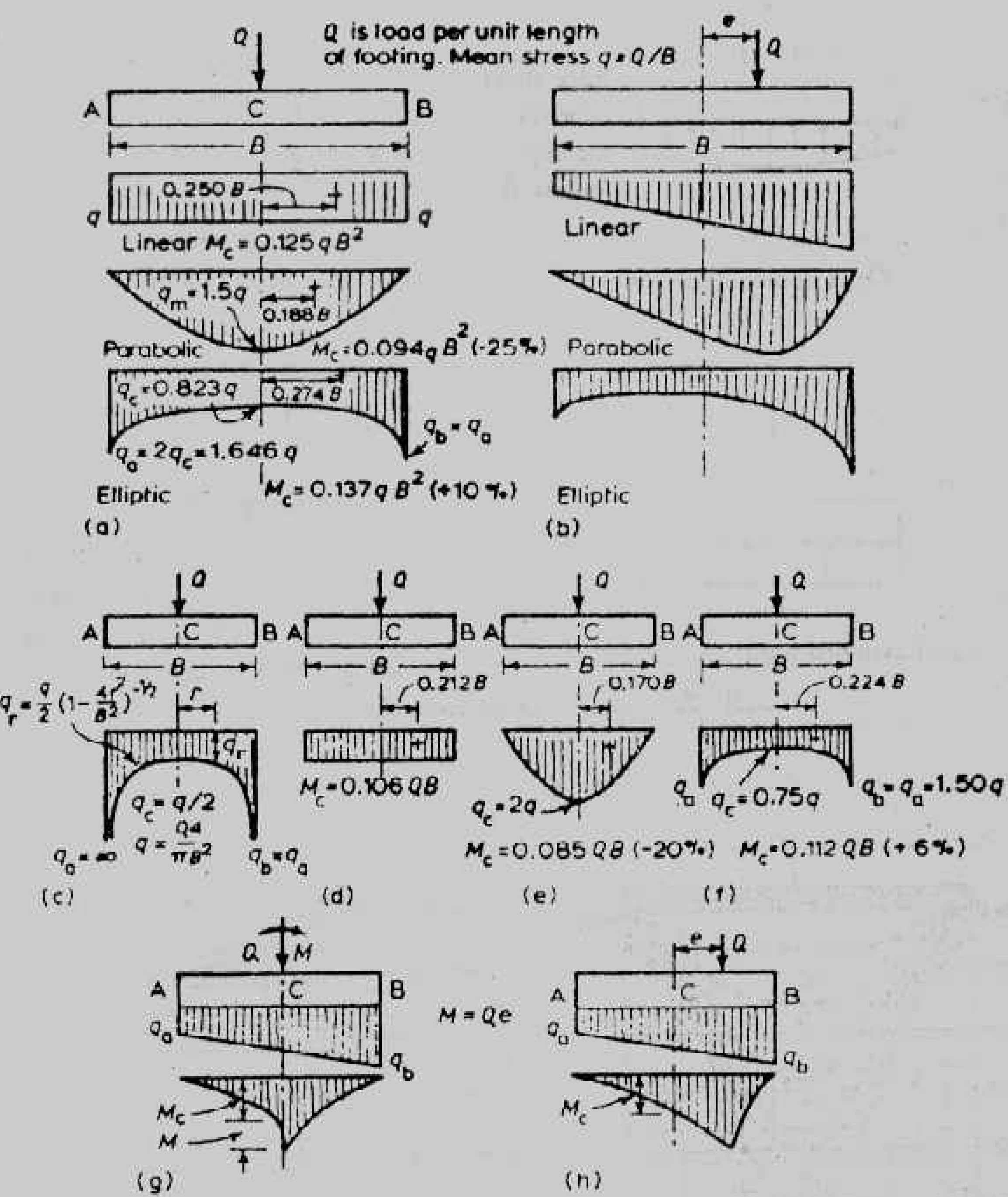
$$A = P / q_a - \gamma_a D$$



شكل (٣-٤): ضغط التماس للأساس عالى الجساءة



شكل (٣-٥): توزيع ضغط التماس أسفل نموذج أساس



Distribution of bearing stress beneath foundations. Centres of stress marked +. Percentage increase or decrease in M_c compared with M_c for linear distribution given in parentheses. (a) Strip footing, axial load; (b) strip footing, eccentric load; (c) elastic; (d) linear; (e) parabolic; (f) elliptic; (c) to (f) circular footing, axial load; (g) and (h) bearing stress distributions and bending moment diagrams for eccentric loading on a rectangular footing.

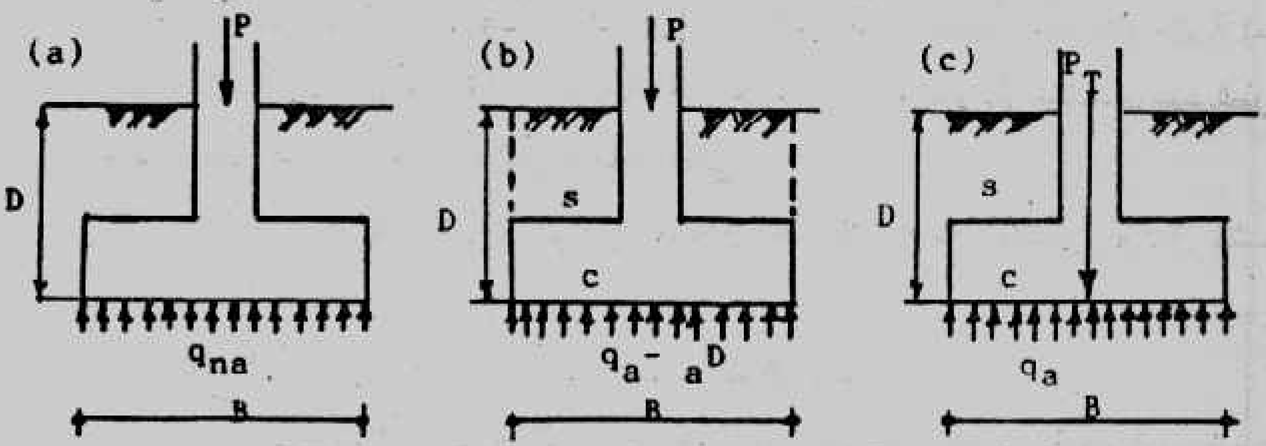
شكل (٣-٦): أشكال ضغط التماس.

حيث D هو عمق منسوب التأسيس، γ_a هى الكثافة المتوسطة بين كثافة خرسانة الأساس (1.9 kg/cm²) ٠ وعلى ذلك فتؤخذ γ_a مساوية (2.2 kg/cm²) لتسهيل الحسابات شكل (٣-٧) أما إذا حسب الحمل الكلى P_T عند منسوب التأسيس حيث :

$$P_T = P + \gamma_a D$$

فإن مساحة الأساس تحسب من :

$$A = P_T - q_a$$



شكل (٣-٧): مساحة الأساس وقدرة التحمل

طرق تصميم القطاعات Design Methods of Section :

عند تصميم قطاعات العناصر الخرسانية للأساسات يلزم مسبقا اختيار طريقة التصميم. ويسمح الكود المصرى لتصميم وتنفيذ المنشآت الخرسانية المسلحة لسنة ١٩٨٩ باستعمال إحدى الطريقتين التاليتين للتصميم :

- طريقةالمرونة(طريقة اجهادات التشغيل) Elastic Method (Working Stress Method)
- طريقة حالات الحدود Limit States Method

ويمكن تلخيص أسس التصميم لكل من الطريقتين المذكورتين فيما يلى :

أ- تحديد الخواص والمقاومات للمواد الداخلة فى تركيب الخرسانات وكذلك تحديد العوامل المؤثرة عليها. تحديد الخواص المميزة التى يتم تصميم المنشأ على أساسها وتحديد معاملات الأمان الكافية أثناء مرحلتى الإنشاء والتشغيل.

ب- تحديد القوى الخارجية والأحمال الثابتة والمتحركة التى تؤثر على المنشأ فى مرحلتى الإنشاء والتشغيل.

جـ- الأفعال الداخلية Straining Actions فى عناصر المنشأ المختلفة (عزم الانحناء - قوى القص واللى - القوى المحورية) الناجمة عن القوى والأحمال المذكورة فى الفقرة (ب).

ويجب أن تضمن طريقة التصميم أن يحقق المنشأ فى أجزائه المختلفة ومجموعاته كوحدة متكاملة متطلبات الاستعمال والتشغيل التى نفذ من أجلها طوال فترة استخدامه مع ضمان عدم حدوث تشوهات أو شروخ معيبة وتوافر معامل أمان كاف ضد الإنهيار وعدم الإتزان.

التصميم بطريقة المرونة (طريقة إجهاد التشغيل)

: Elastic (Working Stress) Design Method

طريقة المرونة (طريقة إجهاد التشغيل) ما زالت تستخدم فى عدة بلاد نامية (منها مصر) حيث الإمكانيات متواضعة وتكنولوجيا تنفيذ الخرسانة محدودة وعند استخدام هذه الطريقة فى التصميم يجب استيفاء شروط الأمان بتحقيق الاتى :

أ- أن لا تتعدى قيم الإجهادات فى كل من الخرسانة وصلب التسليح تحت تأثير أحمال التشغيل قيم الإجهادات المسموح بها.

ب- أن يتم استيفاء الشروط الخاصة بحالات حدود التشكل والترخيم.

ويبين الجدول (٣-٤) الإجهادات المسموح بها لتشغيل الخرسانة وصلب التسليح لخرسانة تتراوح اجهاداتها المميزة بعد ٢٨ يوما بين ١٥٠، ٣٠٠كجم/سم^{٢}،

جدول (٣-٤) إجهادات التشغيل للخرسانة والصلب

٠ اجهادات التشغيل وفقا لنوع الخرسانة حسب مقاومتها بعد ٢٨ يوما كجم/ سم٢							المصطلح	أنواع الاجهادات
٣٠٠	٢٧٥	٢٥٠	٢٢٥	٢٠٠	١٧٥	١٥٠	Fcu	مقاومة الخرسانة المميزة
٧٠	٦٥	٦٠	٥٥	٥٠	٤٥	٤٠	Fco	الضغط المحورى $(e = e_{min})$
								الانحناء أو الضغط كبير اللا مركزية bending or comp. + big ecc.
١٠٥	١٠٠	٩٥	٩٠	٨٠	٧٠	٦٥	fc	كمرات وبلاطات ts > 20 m
١٠٠	٩٥	٩٠	٨٥	٧٥	٦٥	٦٠	fc	بلاطات 12 < ts ≤ 20 cm
٩٥	٩٠	٨٥	٨٠	٧٠	٦٠	٥٥	fc	بلاطات 10 < ts ≤ 12 cm
٩٠	٨٥	٨٠	٧٥	٦٥	٥٥	٥٠	fc	بلاطات 8 < ts ≤ 10 cm
٨٥	٨٠	٧٥	٧٠	٦٠	٥٠	٤٥	fc	بلاطات ts ≤ 8 cm
								الانحناء أو الضغط صغير اللامركزية bending or comp. + small ecc.
٧٩	٧٢	٦٥	٥٩	٥٢	٤٦	٤٠	fc	e/t = 0.1
٨٨	٨١	٧٣	٦٦	٥٩	٥١	٤٤	fc	e/t = 0.2
٩٨	٩٠	٨١	٧٣	٦٥	٥٧	٤٩	fc	e/t = 0.3
١٠٥	٩٨	٩٠	٨١	٧٢	٦٣	٥٤	fc	e/t = 0.4
١٠٥	١٠٠	٩٥	٨٨	٧٨	٦٨	٥٩	fc	e/t = 0.5
								القص أو اللي لمقاومة الخرسانة :
٩	٩	٩	٨	٨	٧	٧	qc	• بدون تسليح فى البلاطات والقواعد
٧	٧	٧	٦	٦	٥	٥	qc	• بدون تسليح فى الأعضاء الأخرى
٢١	٢٠	١٩	١٨	١٧	١٥	١٥	qc	• وجود تسليح جذعى فى جميع الأعضاء للقص واللي معا
١,٨	١,٨	١,٨	١,٥	١,٥	١,٣	١,٢	qt	إهمال اللي اذا كان
١٠	٩	٩	٨	٨	٧	٧	qcp	القص الثاقب punching
٨,٢	٨,٠	٧,٥	٧,١	٦,٧	٦,٣	٥,٨	qb	مقاومة التماسك bond
٩٠	٨٢	٧٥	٦٧	٦٠	٥٢	٤٥	fbear	مقاومة الارتكاز bearing = 0.3 fc
٣٠٠	٢٧٥	٢٥٠	٢٢٥	٢٠٠	١٧٥	fcu	fctr	اجهادات الشد مع التحكم فى الشروخ: مقاومة شد الترشيح fctc = 0.75 (fcu) 3/2
٣٤	٣٢	٣٠	٢٨	٢٦	٢٢	fctr		
٢٠	١٩	١٨	١٦	١٥	١٤	fcto	fcto	الشد المحورى fcto = fctr /1.7
٣٠٠	٢٧٥	٢٥٠	٢٢٥	٢٠٠	١٧٥	fcu		الانحناء البسيط fct (M) = fctr/η
٣٤	٣٢	٣٠	٢٨	٢٦	٢٢	fct	tv ≤ 10cm	1.0
٢٦	٢٥	٢٣	٢٢	٢٠	١٨	fct	tv = 20cm	1.3
٢١	٢٠	١٩	١٨	١٦	١٤	fct	tv = 40cm	1.6
٢٠	١٩	١٨	١٦	١٥	١٤	fct	tv ≥ 60 cm	1.7
≥ ٦٠	٤٠	٢٠	<١٥	tv(cm)				قوة الشد اللامركزى fct = [fct (N) + fct (M)] ≤ fctr/ η
١,٧	١,٦	١,٣	١	Z				tv = t [1 + fct (N) /fct (M)]

الشبك الملحوم ٥٢/٤٥								
ذو النتوءات	ذو الحزوز	ناعم	٦٠/٤٠	٥٢/٣٦	صلب ٤٥/٢٨	صلب طرى ٢٥/٢٤	نوع الصلب	صلب التسليح
٢٢٠٠٠	٢٠٠٠	١٦٠٠	٢٢٠٠	٢٠٠٠	١٦٠٠	١٤٠٠	fs kg/cm2	

وتعرف أحمال التشغيل بأنها الأحمال المنتظر حدوثها تحت ظروف التشغيل والتى تكون احتمالات الزيادة فى قيمتها لا تتعدى ٥٪ وتشمل هذه الأحمال كل الأحمال الحية والدائمة وضغط الرياح والأتربة والسوائل والأحمال الديناميكية وأيضا تأثيرات فرق الهبوط وأفعال الزحف والانكماش وتغيرات درجة الحرارة. ويؤخذ تأثير الزلازل فى الأجزاء المعرضة لها.

التصميم بطريقة حالات الحدود Limit States Design Method :

لا يجوز استخدام هذه الطريقة للتصميم فى حالة ما إذا كانت المقاومة المميزة للخرسانة بعد ٢٨ يوما أقل من ٢٠٠كجم/سم٢ (الكود المصرى) أو أقل من ٢١٠ كجم/سم٢ (ACI) . وفى هذه الطريقة يتم استيفاء شروط استخدام معاملات أمان كافية لأحمال وأفعال التشغيل للحصول على الأحمال والأفعال القصوى التى يبلغ عندها المنشأ حدا من حالات الحدود ويؤخذ عندحساب هذه الحدود كافة العوامل التى تؤثر سلبيا على مقدرة المنشأ فى مقاومة الأحمال والناتجة عن عوامل تخفيض لمقاومات المواد والتفاوتات المقبولة سواء فى التنفيذ أو فى الحسابات على ألا يتجاوز ذلك الحدود المسموح بها. ويمكن تحديد حالات الحدود فيما يلى :

- حالة حد المقاومة القصوى Ultimate Strength Limit State وهو الحد الذى يضمن عدم حدوث انهيار للمنشأ أو لأجزاء منه والناتجة عن وصول القطاع إلى حد المقاومة القصوى له. وهذا الحد يتحكم فى طبيعة انهيار أجزاء المنشأ.
- حالة حد الإتزان Stability Limit State وهو الحد الذى يضمن عدم حدوث انهيارات ناتجة عن الإنبعاج Buckling أو الإنقلاب Overturning أو الطفو Uplift أو الإنزلاق Sliding للمنشأ.
- حالات حدوث التشغيل Serviceability Limit State وهى الحدود التى يؤثر تجاورها سلبيا على استخدام المنشأ ومتانته وهى تضم حالات حدود التشكل والترخيم وهى الحالات التى تضمن عدم حدوث تشكلات أو ترخيم يتجاوز الحدود المسموح بها والتى تؤثر على كفاءة استخدام عناصر المنشأ. كما تضم حالات حد التشرخ وهى الحالة التى تضمن عدم حدوث شروخ باتساع يؤثر سلبيا على كفاءة المنشأ أو تحد من صلاحيته أو طول فترة هذه الصلاحية أو تؤثر على المظهر العام لأجزائه.

وفى هذه الطريقة تحسب الأحمال والأفعال القصوى على عناصر المنشأ المختلفة بضرب أحمال التشغيل - المعرفة فى طريقة إجهاد التشغيل - فى معاملات زيادة الأحمال كما هو مبين فى جدول (٣-٥).

جدول (٣-٥) : الأحمـــال القصـــوى٠

حالة التجمل	الكود المصرى للمنشآت الخرسانية ٠	كود المعهد الأمريكى للخرسانة ACI
L > 0.75 D	U = 1.4 D + 1.6 L	U = 1.4 D + 1.7 L
L ≤ 0.75 D	U = 1.5 (D + L)	U = 1.4D + 1.7 L
الحمل الحى + ضغط الريــاح (W)	U = 0.8 (1.4D + 1.6 L + 1.6W) U = 0.9 D + 1.3W	U = 0.75 (1.4D + 1.7L + 1.7W) U = 0.9 D + 1.3W
الحمل الحى + حمل الـزلازل (S)	U = 0.8 (1.4D + 1.6L + 1.6S) U = 0.9 D + 1.3S	U = 0.75 (1.4D + 1.7 L + 1.7S) U = 0.9D + 1.3 S
الحمـــل الحـــى + تـــأثير التغيرات الحرارية، الزحـف، الإنكماش هبوط الركائز (T)	U = 0.8 (1.4D + 1.6 L + 1.4T) U = 1.4 (D + T)	
الحمـل الحـى + الأحمـــال الديناميكية (K)	U = 1.4D + 1.6 L + 1.6 K	

D - الأحمال الدائمة (الميتة)، L - الأحمال الحية

معنى تصميم الأساسات :

تصميم الأساس يعنى إيجاد المعلومات الأتية :

- عمق ومنسوب التأسيس٠
- مساحة الأساس وأبعاده من حيث الطول والعرض٠
- سمك الأساس ومنهـا تحديـد الغطـاء الخرسانى٠
- حديـد التسليـح اللازم للأســـاس وتوزيعـــه٠
- عمل التأكيدات اللازمة ليتحمل الأساس إجهادات القص والثقب والتماسك٠

كما يجب على مصمم الأساس تحديد :

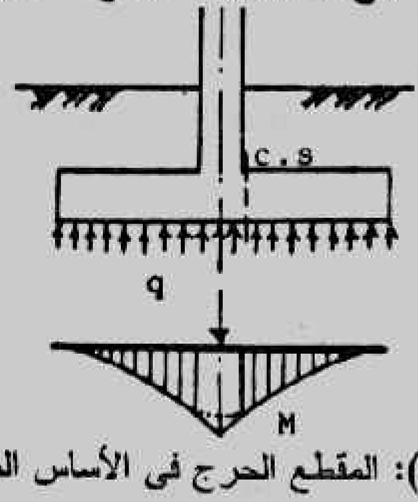
- إحتياطات الحفر وسند جوانبه٠
- الإحتياطات الواجب تنفيذها لحماية مبانى وأساسات الجيران٠
- إحتياطات تربة التأسيس مثل الدمك أو الإحلال أو التحسين٠
- طريقة وكيفية نزح المياه الجوفية٠

- طريقة حماية الأساسات من الظروف المحيطة بها مثل العزل بالمواد الغير منفذة.
- مكونات خرسانة الأساسات ونوع الأسمنت المستخدم وطريقة التنفيذ.
- مادة الردم حول الأساسات وكيفية تنفيذه.
- بيان الكمرات الرابطة للأساسات وتفصيلاتها الإنشائية وكذلك السملات الحاملة للحوائط.
- أى احتياطات أخرى لتنفيذ الأساسات.

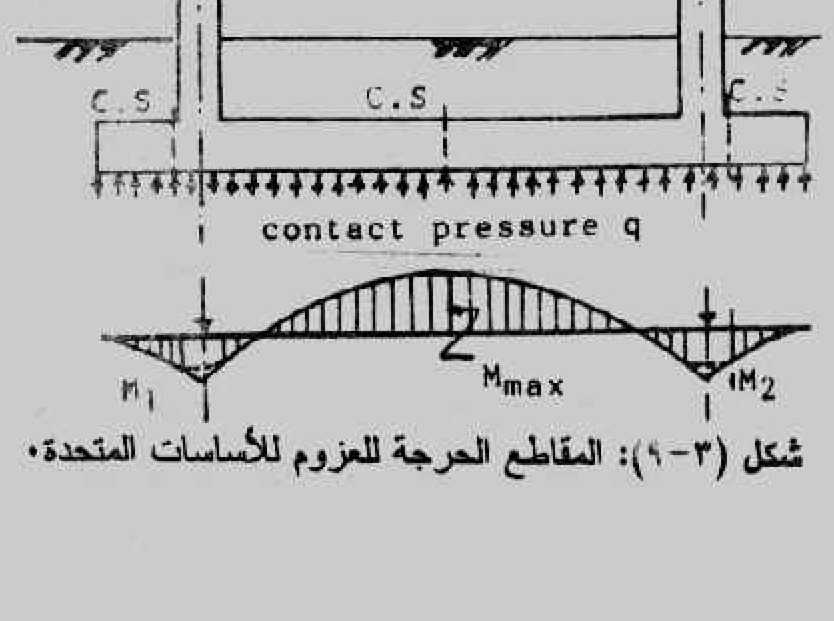
المقاطع الحرجة لتصميم الأساسات Critical Sections :

بعد تحديد عمق التأسيس وتعيين مساحة الأساس بمعرفة الحمل وضغط التماس يعين عزم الانحناء وتؤخذ أقصى قيمة له. وعادة يكون المقطع الحرج للعزم للأساس المفرد حول العمود شكل (٣-٨) أما للأساسات المتحدة فيتم رسم عزم الإنحناء وتعين القيمة القصوى منه شكل (٣-٩).

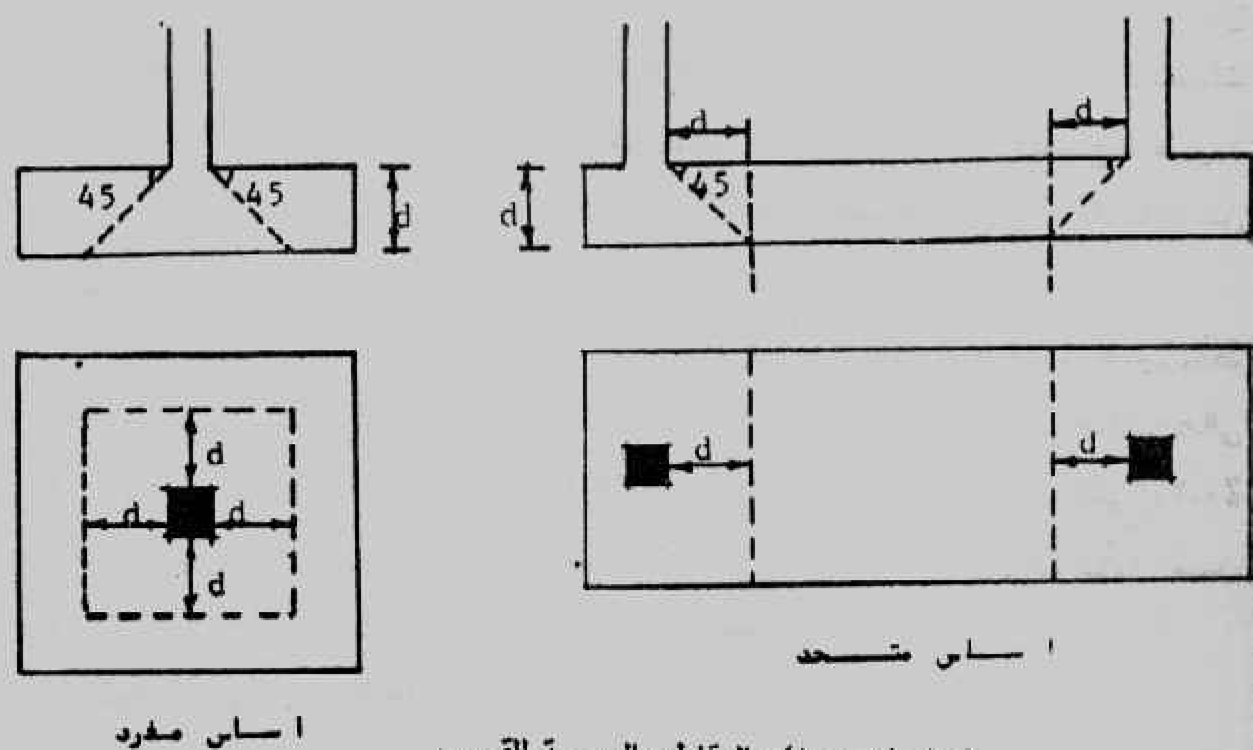
أما المقطع الحرج للقص Shear فيؤخذ على بعد d من وجه العمود شكل (٣-١٠) أما المقطع الحرج للقص الثاقب Punshing فيؤخذ حول العمود على بعد d/2 ويلاحظ أن المقطع الحرج للقص الثاقب لعمود الركن يكون من اتجاهين فقط ولعمود الحافة من ثلاث اتجاهات أما العمود الداخلى فيكون المقطع الحرج من الجهات الأربع شكل (٣-١١).



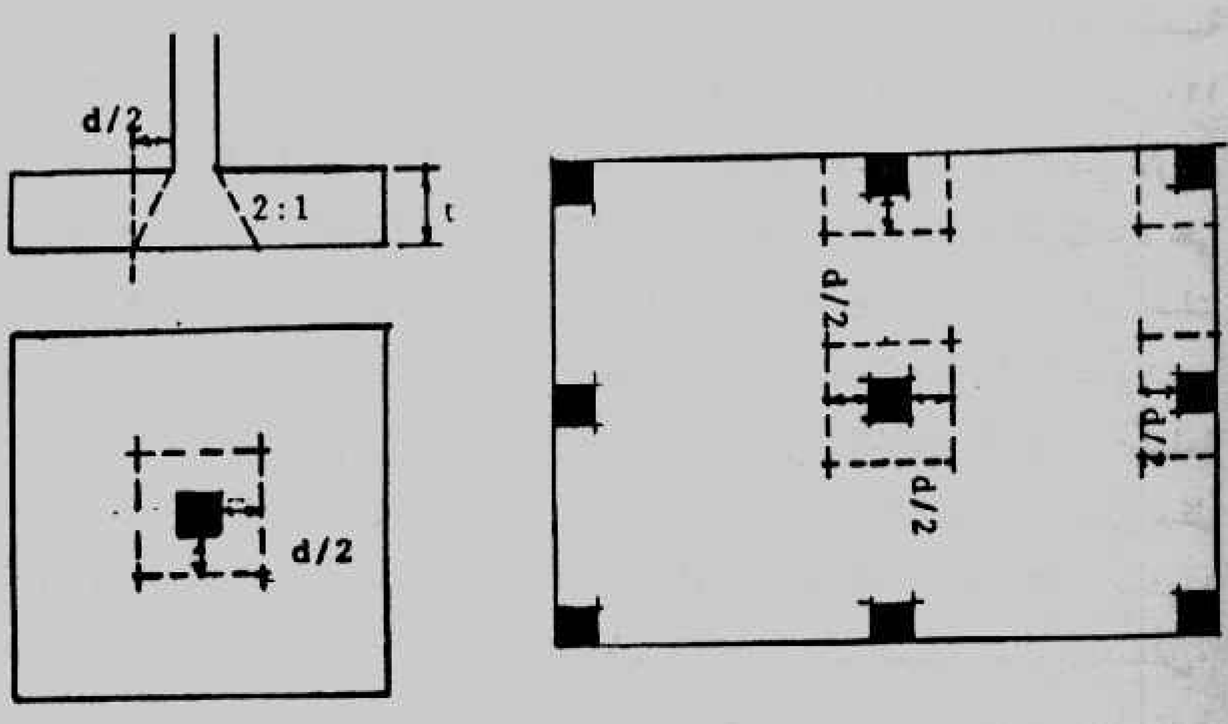
شكل(٣-٨): المقطع الحرج فى الأساس المفرد.



شكل (٣-٩): المقاطع الحرجة للعزوم للأساسات المتحدة.



شكل (٣-١٠): المقاطع الحرجة للقص.



شكل (٣-١١): المقاطع الحرجة للقص الثاقب.

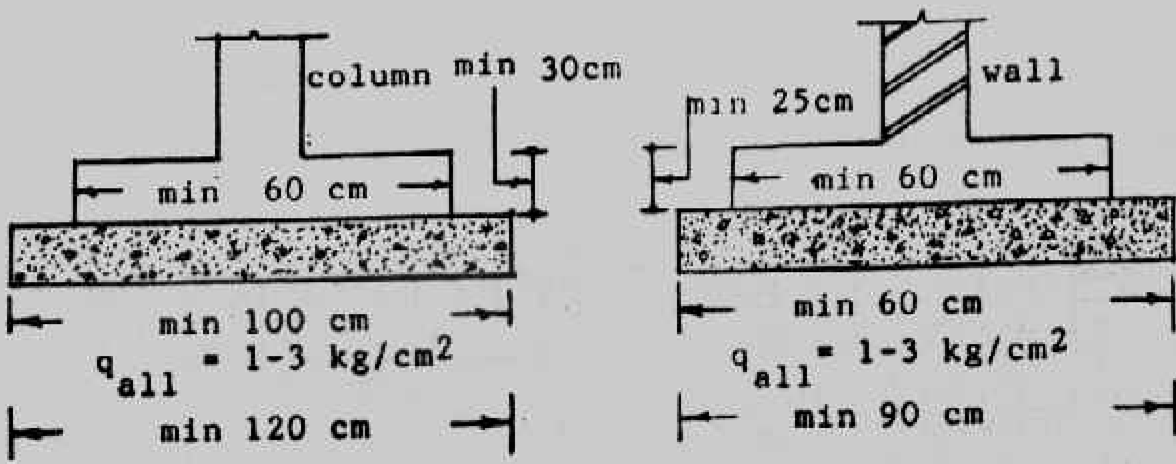
حديد التسليح للأساسات Foundation Rienforcements :

الأساسات تعامل معاملة البلاطات حيث يجب أن تسلح بما لا يقل عن خمسة أسياخ فى المتر فى التصميم بطريقة اجهادات التشغيل على أن يكون التسليح شبكة (أى فى الاتجاهين)٠ كما يجب ألا يقل قطر أسياخ التسليح عن ϕ 13 mm ٠ كما يجب ألا تقل المسافة بين أسياخ التسليح عن ٢,٥سم أو ١,٣٣ من المقاس الاعتبارى الأكبر (ACI) وتحدد بعض الكودات العربية (مثل السورى) مسافة ٨ سم كأقل مسافة بين حديد التسليح وعلى ذلك فينصح بألا يزيد عدد الأسياخ عن ١٢ سيخا فى المبانى الإعتيادية ويجب ألا تزيد المسافة بين أسياخ التسليح عن ٢٠ سم فى جميع الحالات عند التصميم بطريقة إجهادات التشغيل٠

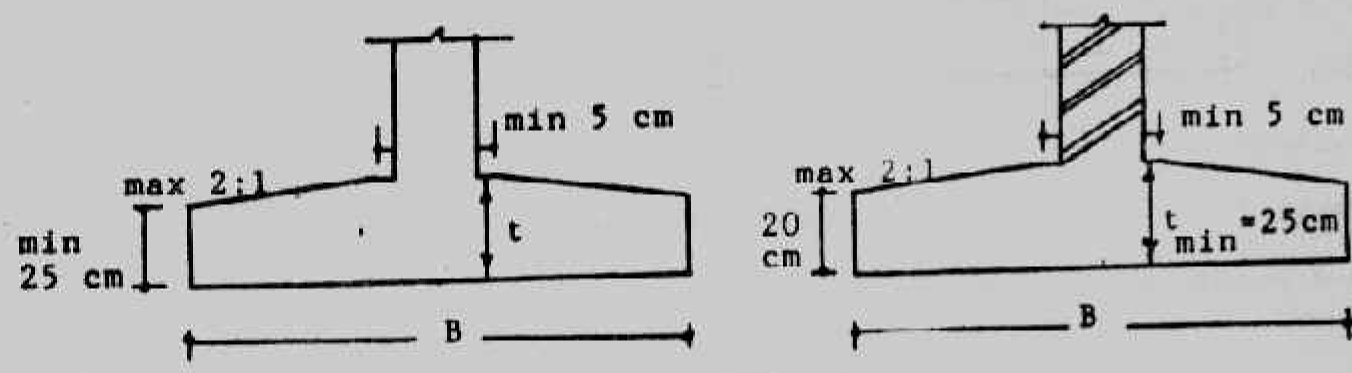
أما عن أدنى نسب حديد تسليح فى الأساسات فلقد اختلفت فيها الكودات فبعضها يأخذ نسبة ٠,٢٥٪ من مساحة المقطع الخرسانى للصلب الطرى ٣٥/٢٤ و٠,١٥٪ للصلب عالى المقاومة (الكود المصرى) وبعضها الاخر يأخذ أقل نسبة حديد تسليح بين ٠,١٨٪ إلى ٠,٢٠٪ من مساحة القطاع الخرسانى حسب قيمة إجهاد الخضوع لحديد التسليح (ACI)F_y وتبين الجداول (٣-٦، ٣-٧) أسياخ حديد التسليح التى يمكن استخدامها٠

أبعاد خرسانية Concrete Dimensions :

تحسب من التصميم الأبعاد الخرسانية مثل مساحة الأساس وتخانته كما تقترح قيمة الغطاء الخرسانى٠ وأقل أبعاد للأساس الخرسانة المسلحة الغير حامل والمستعمل أسفل الشدادات الطويلة هى ٦٠سم × ٦٠ سم × ٣٠ سم سمك وبتسليح ٤ ϕ ١٣ فى كل اتجاه٠ أما بالنسبة لأساسات الأعمدة فلا يقل البعد الأصغر لها عن ١٠٠سم للتربة القوية ($q_{na} < 3$) ٠ وعن ١٢٠ سم فى التربة الضعيفة ($q_{all} \leq 1 kg/cm^2$) هذا بالنسبة للأساسات المرتكزة على الأرض مباشرة (أساسات الخرسانة العادية) أما بالنسبة لأساسات الخرسانة المسلحة المرتكزة على لخرسانة العادية فلا يقل البعد الأصغر لها عن ٦٠سم٠ وبالنسبة لأساسات الحوائط أو الأساسات الشريطية المرتكزة على التربة مباشرة فلا يقل عرضها عن ٦٠سم فى التربة القوية ولا عن ٩٠سم فى التربة الضعيفة شكل (٣-١٢)٠ أما الحد الأدنى لسمك (تخانة) الأساسات المسلحة فيجب ألا يقل عن ٢٥ سم لأساس الحوائط أو الشريطية وألا يقل عن ٣٠ سم لباقى الأنواع شكل (٣-١٢)٠ أما القواعد الهرمية ذات الميل فلا يقل سمك الأساس عند الحافة عن القيم المذكورة فى الفقرة السابقة ولا يزيد الميل عن ١ : ٢ وألا تطلب عمل شدات للسطح العلوى للأساس٠ كما يجب أن يترك سطح الأساس أفقيا حول العمود بمسافة لا تقل عن ٥ سم وذلك لتسهيل تنفيذ الشدة الخشبية الرأسية للعمود٠ شكل (٣-١٣)٠



شكل (٣-١٢): الأبعاد الدنيا للقواعد.



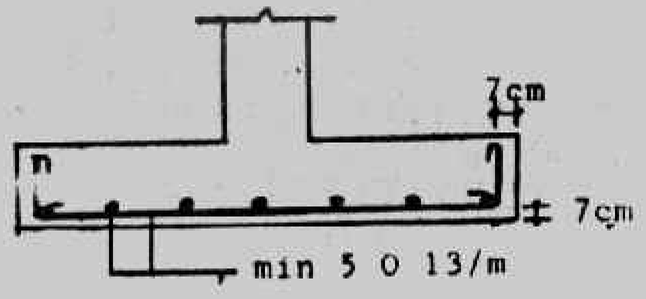
شكل (٣-١٣): القواعـــد الهرميـــة.

ويحدد سمك الأساس من التصميم بحيث يغطى جهد التماسك للأشاير الواصلة من تسليح العمود للأساس، جهد الثقب أو اختراق العمود بالقاعدة، جهد القص والعزوم. ويجب تحديد سمك الغطاء الخرسانى بحيث يكون كافيا لحماية حديد التسليح من التآكل. وبالنسبة لأعمال الخرسانة المعرضة للتربة بشكل مستمر يجب ألا يقل الغطاء الخرسانى عن ٥سم. أما الأعمال الخرسانية المعرضة لتأثير الكيماويات فى التربة أو المياه الجوفية فيجب ألا يقل هذا الغطاء عن ٧سم. ويحدد معهد الخرسانة الأمريكى (ACI) سمك الغطاء الخرسانى للأساسات بقيمة ٧,٥سم. وعموما فإننا ننصح بألا يقل الغطاء الخرسانى للأساسات عن ٧ سم. شكل (٣-١٤).

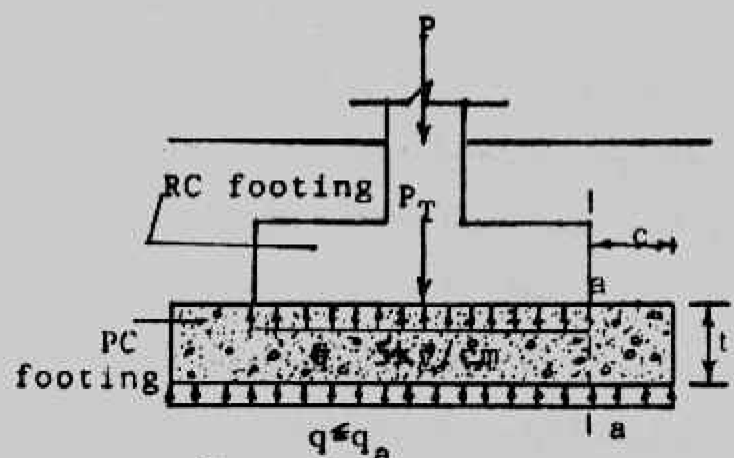
الخرسانة العادية للأساسات Foundation Plain Concrete :

لا تنفذ القواعد المسلحة للأساسات على تربة التأسيس مباشرة بل تنفذ على فرشة من الخرسانة العادية أو فوق قواعد من الخرسانة العادية أو لبشة من الخرسانة العادية. وفائدة الخرسانة العادية أسفل الخرسانة المسلحة للأساسات متعددة، منها عدم اختلاط الخرسانة المسلحة بالتربة وكذلك تسوية سطح التأسيس بالخرسانة العادية ثم استخدامها فى إعداد سطح مستو نظيف

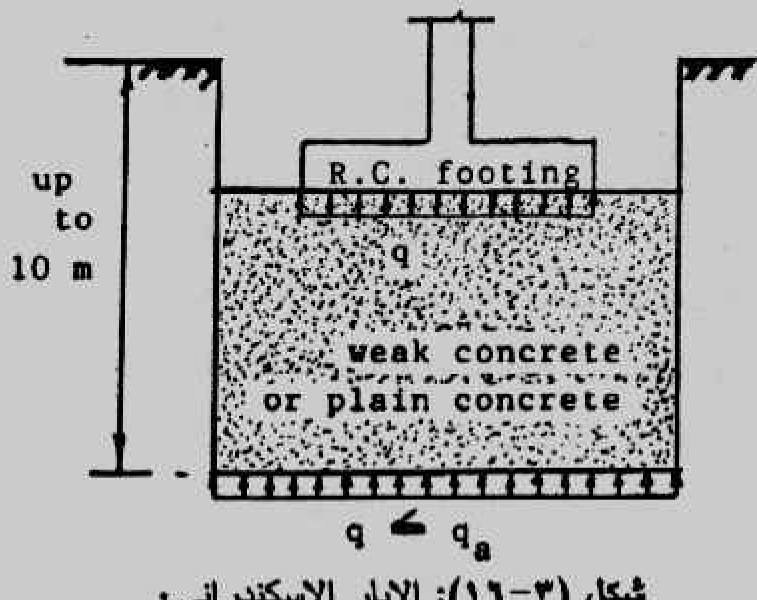
لتنفيذ أعمال الحدادة والشدات للخرسانة المسلحة. إضافة إلى ذلك فتستخدم الخرسانة العادية فى توزيع الأحمال الواصلة من الخرسانة المسلحة للتربة. وقد تستخدم لنقل الحمل لطبقة من التربة على بعد غير سطحى وللخرسانة العادية أسفل الخرسانة المسلحة عدة حالات نوردها فيما يلى :



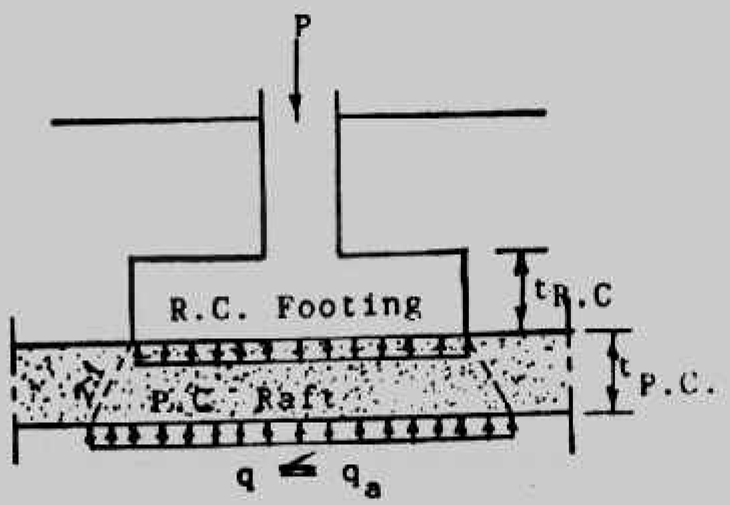
شكل (٣-١٤): الغطاء الخرسانى.



شكل (٣-١٥): قاعدة من الخرسانة العادية.



شكل (٣-١٦): الابار الإسكندرانى.



شكل (٣-١٧): لبشة من الخرسانة العادية.

الحالة الأولى : فرشة من الخرسانة العادية :

توضع فوق تربة التأسيس طبقة نظافة من الخرسانة العادية بسمك ١٥-٢٠سم وتعمل هذه الطبقة كطبقة نظافة فقط ولا تؤثر على قدرة التحمل أو على إجهادات التصميم ولذلك فتحسب مساحة الأساس من حمل العمود وقدرة التحمل للتربة (جهد التربة) وفى هذه الحالة يكفى أن يكون بروز الخرسانة العادية عن المسلحة بمقدار ١٥-٢٠سم.

الحالة الثانية : قواعد منفصلة من الخرسانة العادية بسمك ≤ ٣٠سم :

توضع فوق تربة التأسيس قاعدة منفصلةمن الخرسانة العادية بسمك أكبر أو يساوى ٣٠سم وتنفذ فوقها القواعد المسلحة. وتعمل قاعدة الخرسانة العادية على توزيع الإجهاد الواصل إليها من القاعدة المسلحة إلى قيمة أقل من الجهد إلى التربة بينما يتناسب مع قدرة تحملها. وفى هذه الحالة تحسب مساحة القاعدة الخرسانية العادية من :

$A_{p.c} = P_T / q_a$, $q = P_T / A_{p.c\ actual}$

ثم يفرض سمك الخرسانة العادية بقيمة أكبر أو يساوى ٣٠سم حسب منسوب تربة التأسيس وجهد التربة المراد الوصول إليه ويجب أن يكون جهد الشد فى الخرسانة العادية عند المقطع a.a فى شكل (٣-١٥) أقل من جهد الشد المسموح به لنوعية الخرسانة العادية المستعملة وهو يساوى حوالى ٣ إلى ٤ كجم/سم٢ . ويأخذ العزوم عند المقطع a.a

$M = 0.5\ q c^2$

حيث q هى الإجهادات الفعلية للتربة الناتجة من قسمة الحمل على المساحة الفعلية المأخوذة للقاعدة العادية (بعد تقريب أبعادها لأقرب ٥سم) وهى قيمة مساوية أو أقل قليلا من جهد التربة (قدرة التحمل) q_{all} ٠

واجهادات الشد القصوى على قاع المقطع a.a هى : .

$$q_t = \frac{6M}{t^2}$$

$$\therefore \quad q_t = \frac{3qC^2}{t^2}$$

ومن ذلك نجد أن :

$$C = t\sqrt{\frac{q_t}{3q}}$$

وعلى اعتبار أن $q_t = 4 kg/cm^2$ للخرسانة فإن :

$$C = t\sqrt{\frac{1.33}{q}}$$

وعلى ذلك فرفرفة الخرسانة العادية عن المسلحة C تكون

$q \approx q_{all} = 1$	1.25	1.5	2	2.5	3	kg/cm^2
C = 1.15	1.06	0.94	0.82	0.73	0.67	t

وبمعرفة C يمكن تحديد مساحة القاعدة المسلحة ثم يعين ضغط التماس بين الخرسانة العادية والمسلحة q حيث :

$$q = P_T / A_{R.C.} \leq 5\ kg/cm^2$$

ويجب ألا يزيد ضغط التماس بين الخرسانة العادية والمسلحة عن ٥كجم/سم٢ وإذا زاد هذا الضغط عن ٥كجم/سم٢ فيجب زيادة مساحة القاعدة وتصمم القاعدة المسلحة على ضغط التماس بينهاوبين الخرسانة العادية وتستخدم هذه الحالة إلى سمك يصل إلى ١,٠٠ مترا٠ وتستخدم هذه الحالة أيضا لرفع منسوب التأسيس بالخرسانة العادية بقيمة تصل إلى ١,٠٠ مترا٠

الحالة الثالثة : آبار من الخرسانة العادية (الابار الإسكندرانى):

حينما يزيد سمك القواعد العادية عن ١,٠٠ مترا للوصول للطبقة القوية التى تتحمل الإجهادات المطلوبة والتى قد يصل عمقها إلى ١٠ أمتار فإن الخرسانة العادية تشكل بئرا عميقا شكل (٣-١٦) ولتعيين مساحة مقطع البئر تستخدم الطريقة المبينة فى الحالة الثانية ويحدد عمق البئر حسب بعد الطبقة التى تتحمل الإجهادات الواصلة من العمود٠ ونظرا للعمق الكبير للبئر فإن جهد التماس بين الخرسانة العادية للبئر والخرسانة المسلحة فوقها يؤخذ بقيمة مرتفعة تتراوح

بين ٥ إلى ١٠ كجم/سم٢ وتتوقف هذه القيمة فى اختيارها على عمق البئر ونوعية الخرسانة وطريقة التنفيذ. ويطلق على آبار الخرسانة العادية هذه الآبار الإسكندرانى. وهى حل وسط بين الأساسات السطحية والعميقة وتستخدم الآبار الإسكندرانى فى حالة عدم وجود مياه أرضية وينفذ حفر البئر يدويا وبدون سند للجوانب إلا نادرا ويملأ البئر بخرسانة عادية فقيرة أو رمل مثبت أو طبقات مدكوكة من الرمل والزلط وعادة لا تقل أقطارها عن ١,٥ مترا والعمق إلى القطر يكون أقل من ١٠ .

الحالة الرابعة : لبشة من الخرسانة العادية :

حينما تتقارب القواعد الخرسانة العادية المنفصلة من بعضها فإنه يمكن عمل قاعدة واحدة تغطى الموقع كله أو جزء منه تسمى لبشة من الخرسانة العادية. كذلك تستخدم اللبشة العادية حينما تربط القواعد المسلحة بميد الربط والشدادات فى نفس منسوب القواعد المسلحة. لأن ميد الربط يجب أن تنفذ على خرسانة عادية أيضا. وفى هذه الحالة يعين ضغط التماس بين التربة واللبشة من تأثير كل الأحمال على مساحة اللبشة ويجب أن تكون أكبر قيمة لضغط التماس أقل من الجهد الأمن للتربة. كذلك الفروق فى ضغط التماس يجب ألا تكون كبيرة حتى لا تتعرض اللبشة إلى فرق كبير فى الإجهادات وبالتالى هبوط نسبىً متفاوت. كما لا يسمح بتكون إجهادات شد بأى حال من الأحوال. وحينما تكون المسافات بين القواعد المسلحة كبيرة نسبيا فإن ضغط التماس بين اللبشة والتربة أسفل كل عمود يجب أن يكون متساويا ويتم ذلك بتحديد المساحة من اللبشة أسفل العمود المعرضة لضغط التماس حيث يتم توزيع الحمل من القاعدة المسلحة إلى اللبشة بميل ٢ : ١ شكل (٣-١٧) ويتم تحديد هذه المساحة من قسمة الحمل على جهد التربة وبالراجع يمكن تعيين مساحة القاعدة المسلحة وضغط التماس بينها وبين اللبشة والذى يجب ألا يتعدى ٥كجم/ سم٢ وتصمم القاعدة المسلحة على هذه القيمة. وإذا تعدى ضغط التماس بين القاعدة المسلحة واللبشة هذه القيمة يراد سمك اللبشة العادية.

طبقات الإحلال Replacement Layers :

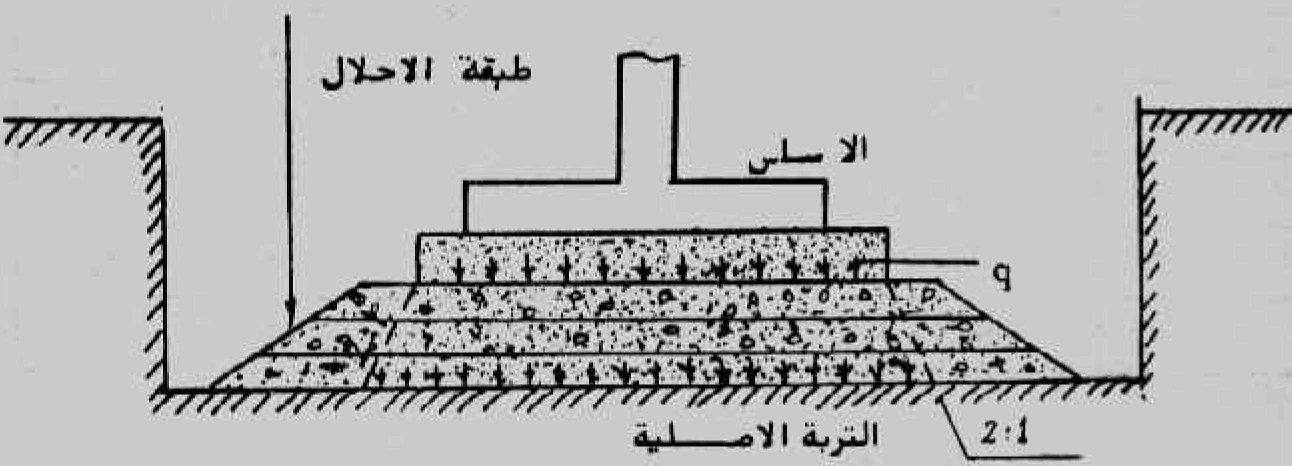
عند تنفيذ الأساسات على التربة قد يستلزم الأمر رفع منسوب التأسيس أو زيادة قدرة تحمل التربة أو البعد عن منطقة تأثير المياه الجوفية أو حماية الأساسات من تأثير ماء ويتحقق هذا كله أو بعضه باستخدام طبقات إحلال من تربة أخرى تورد وتنفذ على تربة الموقع. وعادة ما تنفذ تربة الإحلال من تربة أقوى من التربة الأصلية فى الموقع أو على الأقل مساوية لها. كما تنفذ تربة الإحلال على طبقات سمك كل منها لا يتعدى ٣٠سم حيث يتم دمك كل طبقة إلى قيم ٩٥-٩٧٪ من أقصى كثافة جافة معملية ويستلزم ذلك بطبيعة الحال إتمام الدمك بإحدى الوسائل

المعروفة مع الرش بالمياه بالمحتوى المائى الأمثل (OMC) للوصول إلى أقصى دمك بأقل جهد دمك.

وتوجد عدة أنواع لتربة أو طبقات الإحلال حسب الغرض منها :

١- الإحلال بتربة الزلط والرمل :

حينما يراد رفع منسوب التأسيس أو زيادة قدرة تحمل التربة عند منسوب التأسيس تستخدم طبقات إحلال من خليط الزلط والرمل بنسبة ٢ : ١ أو ١ : ١ حسب نوع كل من الزلط والرمل شكل (٣-١٨).



شكل (٣-١٨): طبقات الإحلال.

وفى حالة القواعد المنفصلة فإن طبقات الإحلال تلعب دورا كبيرا فى تخفيف الإجهاد الواصل من القواعد إلى التربة الأصلية حيث تصمم القواعد على جهد تربة الإحلال q_o والتى تتوقف على نوع مادة الإحلال وتقوم طبقات الإحلال بتوزيع الجهد q_o بنسبة ٢ :١ خلالها لتصل إلى التربة بمقدار q_1 التى يجب أن تكون أقل أو تساوى قدرة تحمل التربة الأصلية. وبطريقة عكسية يحدد سمك طبقة الإحلال التى تعطى قيمة معقولة لجهد التربة التصميمى عند منسوب التأسيس أعلى طبقة الإحلال.

فإذا كان جهد التربة الأصلية هو ٠,٤كجم/سم٢ ومطلوب تحديد سمك طبقة الإحلال من الزلط والرمل للحصول على جهد تصميمى أعلى طبقة الإحلال مقداره ١ كجم/سم٢ لقواعد مساحة التماس لها ٢ × ٢ مترا فإن :

$$q_1 = q_o A_o / A_1$$
$$0.4 = 1 \times 2 \times 2 / (2 + y)(2 + y)$$

ومن ذلك فإن سمك طبقة الإحلال y يكون ١.٢ مترا يحقق المطلوب ويبين الجدول (٣-٨) قيم تخفيض الإجهاد $\frac{q_o}{q_1}$ للقواعد المربعة عند التخانات المختلفة لطبقات الإحلال.

جدول (٣-٨) قيم $\frac{q_o}{q_1}$ المناظرة لسمك طبقة الإحلال للقواعد المربعة.

سمك طبقة الإحلال بالمتر	عرض القاعدة المربعة بالمتر				
	١	١.٥	٢	٢.٥	٣
٠.٥	٠.٤٤	٠.٥٦	٠.٦٤	٠.٦٩	٠.٧٣
١.٠٠	٠.٢٥	٠.٣٦	٠.٤٤	٠.٥١	٠.٥٦
١.٥٠	٠.١٦	٠.٢٥	٠.٣٣	٠.٣٩	٠.٤٤
٢.٠٠	٠.١١	٠.١٨	٠.٢٥	٠.٣١	٠.٣٦
٢.٥٠	٠.٠٨	٠.١٤	٠.٢٠	٠.٢٥	٠.٣٠
٣.٠٠	٠.٠٦	٠.١١	٠.١٦	٠.٢١	٠.٢٥

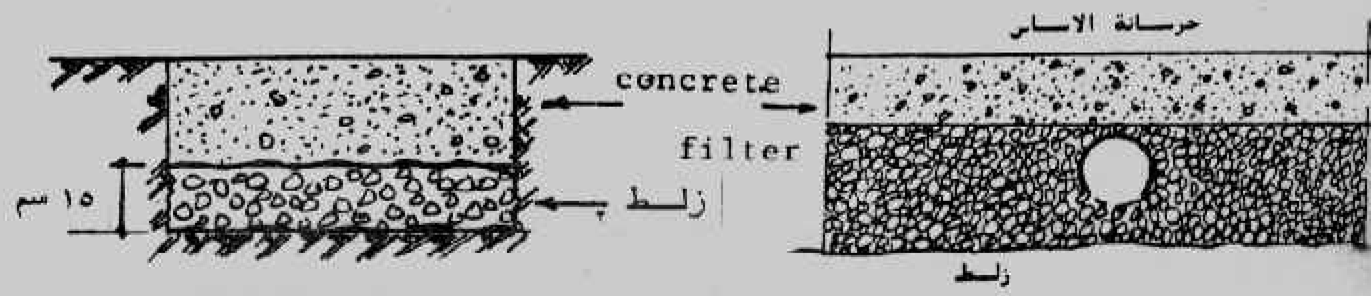
يلاحظ أنه فى حالة أساسات اللبشة فإن طبقات الإحلال تكون عديمة الجدوى فى تخفيض الإجهادات على التربة الأصلية ولكن تستخدم طبقات الإحلال فى هذه الحالة لرفع منسوب التأسيس فقط. وقد يكون رفع منسوب التأسيس بغرض إبعاد الأساسات المسلحة عن منطقة تذبذب منسوب المياه الجوفية. أو قد يكون بغرض رفع الأساسات المسلحة فوق منسوب المياه الجوفية.

٢- الإحلال بتربة الزلط :

تستخدم تربة الإحلال بالزلط أسفل الأساسات لتعمل كنظام لتصريف المياه الجوفية أو لأبعاد المياه الجوفية عن خرسانة الأساسات، ١٥سم من التربة الزلطية كافية لتحقيق هذا الغرض وفى هذه الحالة تعمل تربة الزلط كمرشح Filter حيث تتحرك المياه أفقيا لتستقبلها أنظمة الصرف إلى الشبكات العمومية أو إلى مصدر أخر للصرف وشكل (٣-١٩) يبين بعض حالات استخدام تربة المرشح لتحريك المياه الجوفية أسفل الأساسات.

٣- الإحلال بالخرسانة الضعيفة : (الاحلال المثبت) :

قد لا تجدى وسائل تصريف المياه الجوفية فى التخلص من كل المياه الجوفية بعد الحفر للتأسيس ولذلك تنفذ طبقة إحلال من الخرسانة الضعيفة الأسمنت القليلة الماء (المفلفلة) التى وقد



شكل (٣-١٩): الإحلال بتربة الزلط.

ترمى بالموقع والذى به بعض المياه الجوفية التى تدخل فى خلطة الخرسانة الضعيفة. وقد تعمل هذه الطبقة على كتم المياه الجوفية لحين إتمام تنفيذ الأساسات.

٤- الإحلال بتربة الرمل :

قد يستخدم الرمل فى الإحلال لرفع المنسوب أو لتخفيض الإجهادات على التربة الأصلية نظرا لرخص ثمن الرمل ولكن الرمل يستخدم أساسا حينما تكون التربة الأصلية تربة قابلة للانتفاخ. ويعمل الرمل الخشن عند استخدامه كتربة إحلال فى هذه الحالة كطبقة مرنة يمكنها امتصاص الإنتفاخ الناتج من التربة الأصلية السفلية.

٥- طبقة النظافة :

عند الحفر للأساسات قد يحدث ترويب للتربة الناعمة أو فوران للتربة الرملية وذلك فى وجود المياه الجوفية ويمكن هنا استخدام طبقة رفيعة من الرمل أو الزلط والرمل كطبقة نظافة لتنفيذ الأساسات فوقها ويكون سمك هذه الطبقة من ١٠ إلى ٢٥ سم.

أسباب فشل الأساسات السطحية :

كثير من تصدعات وانهيارات المنشآت ترجع إلى تصدع أو فشل الأساسات وفيما يلى بعض أسباب فشل أو تصدع الأساسات :

١- عدم القيام بدراسة الموقع وأبحاث التربة أو الدراسة الغير سليمة من حيث عدد الجسات وأعماقها ونوعها.

٢- التوصيف الخاطئ لتربة الموقع.

٣- عدم مراعاة الدقة فى تحديد خواص التربة.

٤- التغير مستقبلا فى خواص التربة وفى منسوب المياه الجوفية.

٥- عدم إجراء تحليل كيميائى للتربة وللمياه الجوفية.

٦- الحفر لعمق يزيد عن أعماق أساسات المنشآت المجاورة بدون عمل الدراسات والاحتياطات اللازمة أو اختلاف مستوى التأسيس أو الحفر بجوار مبنى قديم.

٧- استخدام طريقة غير مناسبة لنزح المياه الأرضية أو سحب مياه جوفية من بئر مجاور او تسرب المياه الجوفية من حفرة مجاورة.

٨- وجود مصدر لاهتزازات زائدة أو مرور مركبات ثقيلة بجوار مبنى قائم.

٩- عدم إتزان القوى الأفقية أو تعرض طبقة التأسيس للهزات الأرضية.

١٠- التحميل الزائد على التربة أو على المبنى أو جزء منه أو بجوار المبنى.

١١- الهبوط الكلى للتربة والهبوط النسبى المتفاوت.

١٢- استخدام أنواع غير مناسبة من الأساسات أو عدم تناسب أبعاد الأساسات مع الحمل.

١٣- تأسيس الأجزاء المختلفة لنفس المنشأ على طبقة مختلفة من التربة أو نفذت بطريقة سيئة.

١٤- طفح المياه داخل البدرومات.

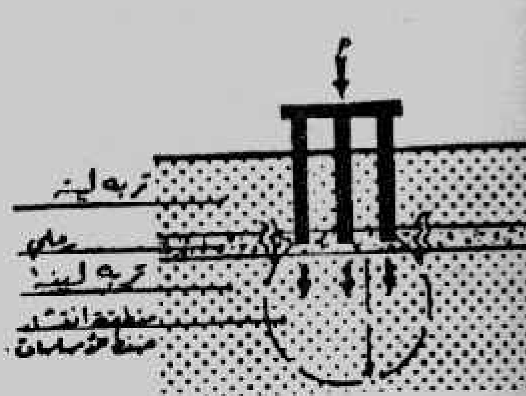
١٥- صدأ حديد التسليح فى الأساسات والعناصر القريبة من التربة.

١٦- تفتت الخرسانة العادية والمسلحة المعرضة للمياه الأرضية.

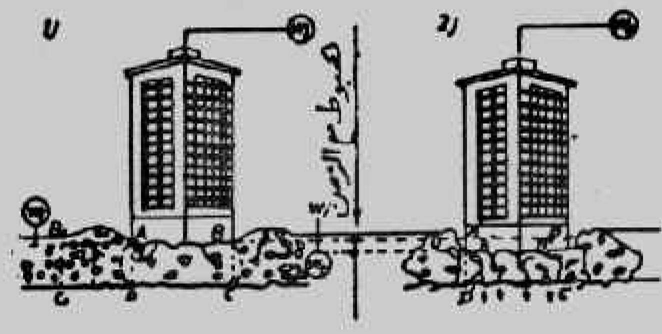
١٧- تسرب المياه إلى الحوائط والأرضيات والبدرومات مما يؤدى إلى هبوط الأرضيات وتلف توصيلات الكهرباء والتليفون وتدهور البياض والرخام.

وتلعب المياه الأرضية مع التربة دورا كبيرا فى تكوين وسلوك الظروف المحيطة بالأساسات حيث تتعرض العناصر الإنشائية الملامسة للتربة أو الواقعة قرب وتحت منسوب المياه الجوفية لأضرار متنوعة بسبب التأثير الكيميائى للرطوبة والأملاح بها أو فى التربة وخاصة :

- إذا تلوثت المياه الجوفية بمياه مجارى ولمدة غير بسيطة.
- عندما تكون العناصر الإنشائية غير محمية تماما بمواد عازلة أو مقاومة للرطوبة والأملاح. وغالبا ما يكون هذا التأثير الكيميائى بطينا بحيث يحتاج إلى عدة سنوات كى يشكل خطرا حقيقيا على استقرار هذه العناصر ومقاومتها للأحمال الواقعة عليها. ولقد اعتاد كثير من المهندسين هذا التأثير لأنه لا يمثل خطرا إلا على المدى البعيد خلال خمس سنوات أو أكثر، وتتوقف سرعة هذا التأثير على عدة عوامل بعضها يختص بالتربة مثل التركيب الكيميائى وتركيز الأملاح فى المياه الأرضية وفى التربة، ومسامية التربة والبخر ودرجة الحرارة وبعضها الاخر يختص بالعناصر الإنشائية نفسها مثل جودة ونوعية المواد العازلة ونفاذية الخرسانة ونوعية المواد المستعملة وكمية الأملاح الموجودة فيها ونوع الأسمنت والإضافات.



١- التأسيس على طبقة غير سميكة.



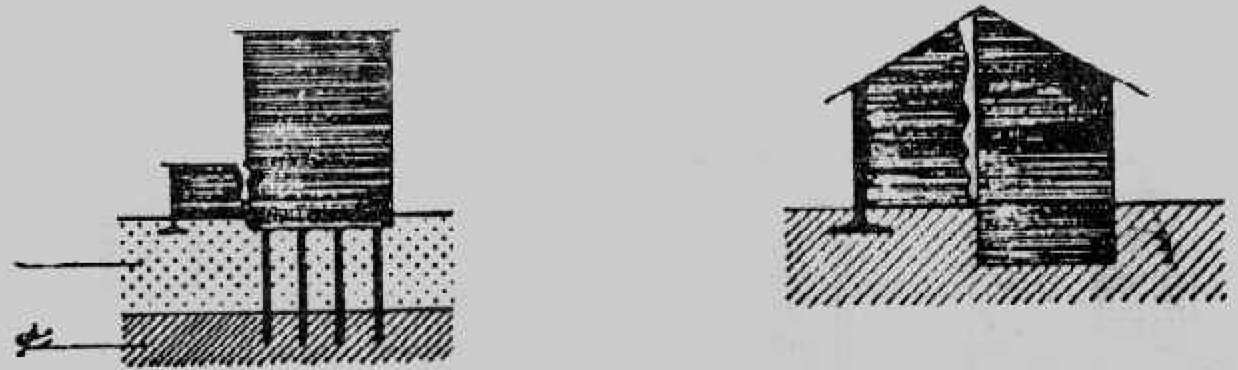
٢- الهبــوط



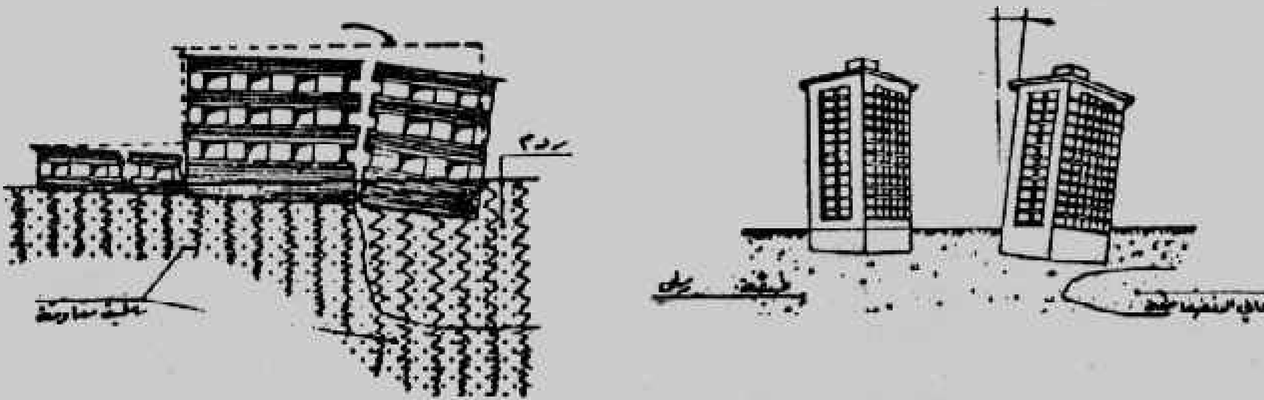
٣- الخطأ فى تصميم القواعد (المساحة، العمق، التسليح).



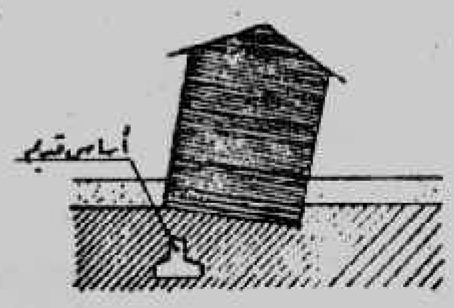
٤- تنفيذ مبان صغيرة ملاصقة لمبانى عالية (أساست مفردة أو لبشة).



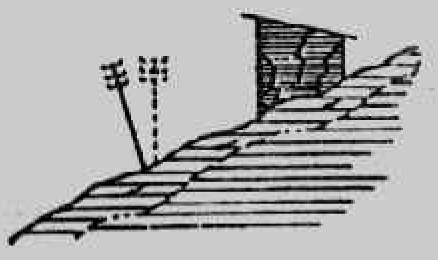
٥- اختلاف مناسيب التأسيس.



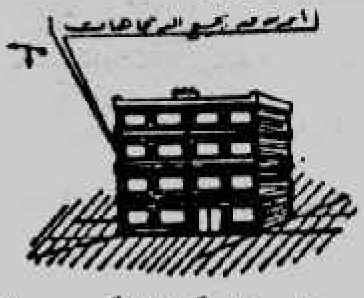
٦- تأسيس جزء من المبنى على ردم أو تربة لينة أو عضوية.



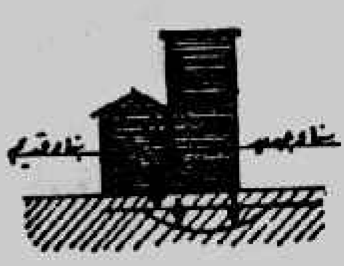
٧- التأسيس على إنشاءات قديمة.



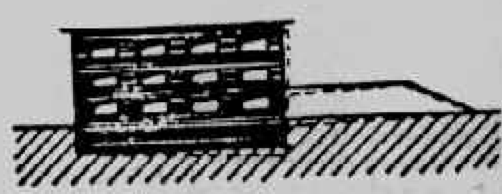
٨- التأسيس على تربة قابلة للإنزلاق.



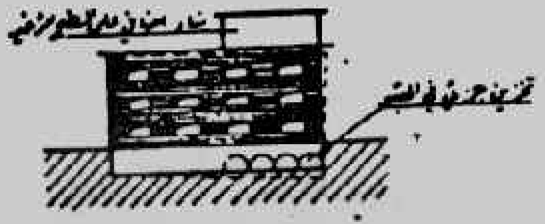
٩- التأسيس على هضبة منزلقة بجميع الاتجاهات



١٠- تنفيذ مبنى جديد عالى بجوار مبنى صغير قديم



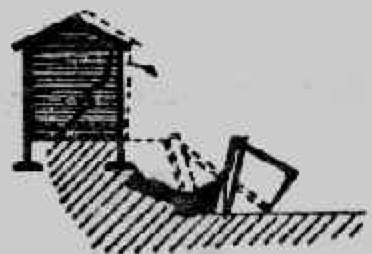
١١- التحميل بجانب المبنى.



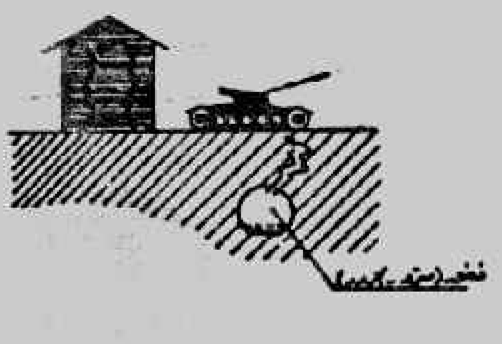
١٢- التحميل على جزء من المبنى.



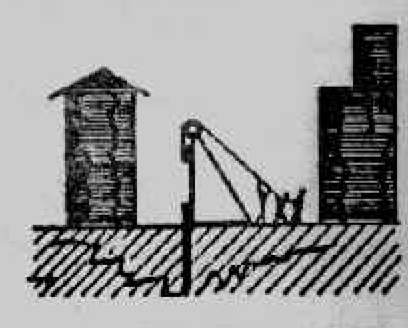
١٣- عمل حفر بجوار مبنى لمبنى جديد أو لأعمال المجارى أو المياه.



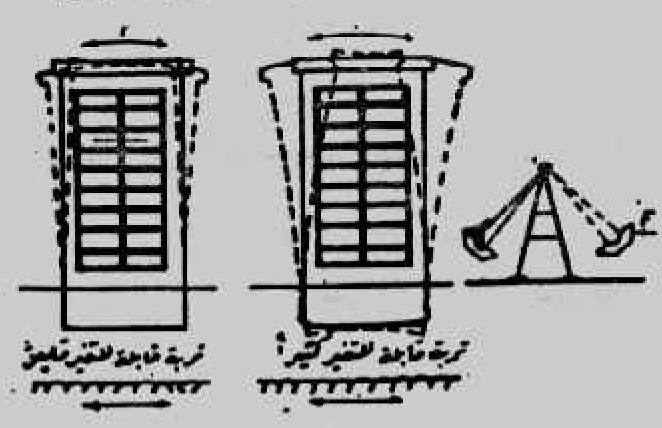
١٤- إنهيار التدعيم المجاور لمبنى



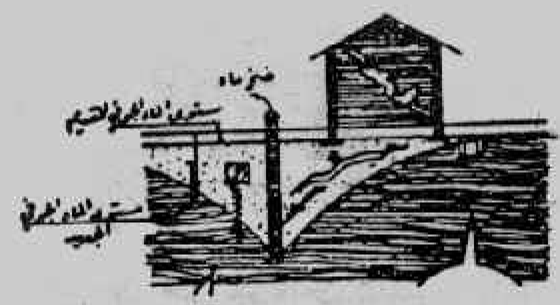
١٥- مرور مركبات ثقيلة بجوار المبنى



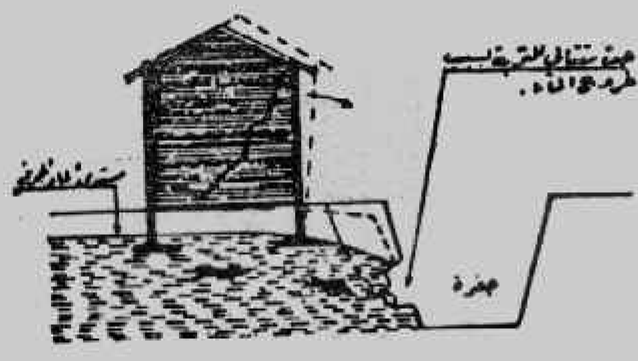
١٦- تدق خوازيق بجوار مبنى قديم.



١٧- تعرض تربة الأساس للهزات الأرضية.



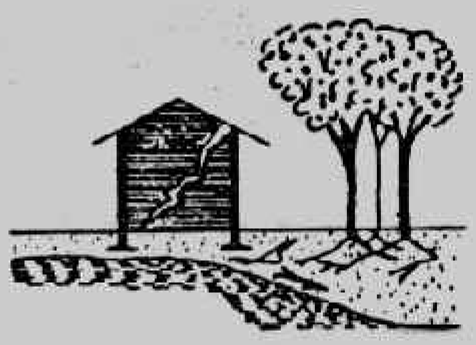
١٨- سحب مياه جوفية من بئر مجاور.



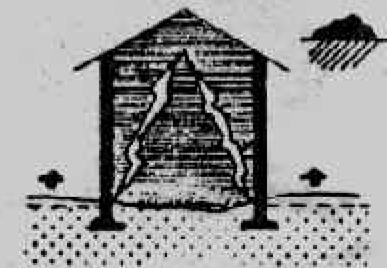
١٩- تسرب المياه الجوفية من حفرة مجاورة.



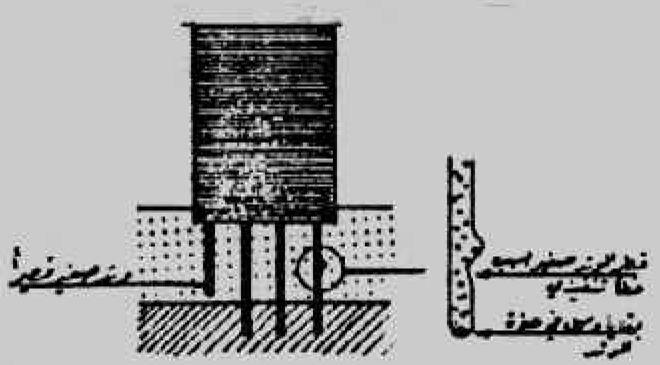
٢٠- إنكماش تربة التأسيس المحيطة.



٢١- وجود أشجار قريبة من المبنى.



٢٢- إنتفاخ تربة التأسيس المحيطة.



٢٣- خطأ فى تنفيذ الأساسات.

شكل (٣-٢٠): أسبـــاب فشـــل الأساســـات.

وتعتبر الكبريتات التى توجد بالتربة والمياه الجوفية وكذلك الأحماض الموجودة فى التربة العضوية من أكثر الكيماويات الضارة بخرسانة الأساسات. وكقاعدة عامة فإن الأساسات يمكن أن تقاوم التأثير الضار لهذه الكيماويات فى حالة ما إذا كانت الخرسانة المستخدمة فى الأساسات عالية الكثافة، ذات محتوى أسمنتى غنى مع زيادة سمك الغطاء الخرسانى لحديد التسليح.

ولقد بينا بالباب الأول الإحتياطات الواجب مراعاتها فى تصميم الخلطات الخرسانية المسلحة للأساسات لمقاومة الكبريتات. أما بالنسبة للكلوريدات فليس لها تأثير ضارا مباشرا على الخرسانة مهما كان تركيزها إلا أن اختراق أملاح الكلوريدات للغطاء الخرسانى يساعد على صدأ حديد التسليح. ولذلك يجب التأكيد على أهمية أن تكون الخرسانة كثيفة وسمك الغطاء الخرسانى من ٥-٧ سم ويفضل ٧ سم فى حالة زيادة كمية الكلوريدات عن ٣٠٠٠ جزء فى المليون مع استخدام غطاء عازل لخرسانة الأساسات مثل الأسفلت أو البيتومين أو تغليف الأساس بمادة غير منفذة للمياه.

ولحماية الأساسات الخرسانية من تأثير المياه الجوفية التى تحتوى على نسب عالية من الأملاح تتبع الخطوات الأتية :

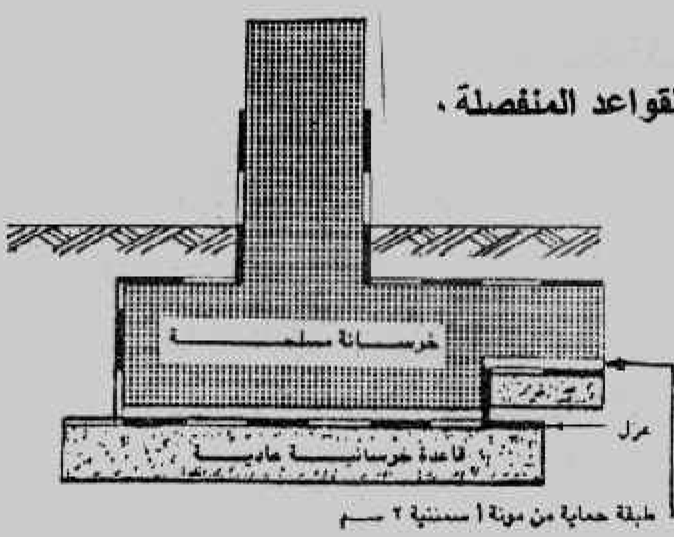
١- يجب أن تكون الخرسانة المستخدمة ذات تكوين يعطى كثافة عالية ونفاذية قليلة ويتم ذلك بأن تحتوى الخرسانة المستعملة على نسب عالية من الأسمنت لا تقل عن ٣٥٠كجم/م٣ ولا تقل مقاومة الإنضغاط للخرسانة عن ٢٠٠كجم/سم٢ بعد ٢٨ يوما. كما يضاف إلى الخرسانة أحد الإضافات التى تقلل من نفاذية الخرسانة. كما يجب أن يكون الركام المستخدم فى الخرسانة من النوع السيلسى الخالى من الشوائب الكلسية. كما يمكن استعمال الأسمنت البورتلاندى العادى فى الحالات التى لا تزيد درجة تركيز أملاح الكبريتات فى المياه الجوفية عن ٣٠٠ جزء فى المليون، أما فى الحالات التى تزيد فيها درجة تركيز أملاح الكبريتات عن ذلك فتستخدم أنواع خاصة من الأسمنت مثل الأسمنت المقاوم للكبريتات.

٢- يتم عمل طبقة عازلة للأساسات من مستحلبات بيتومينية أو من البيتومين المؤكسد الغير قابل للتشقق درجة ٢٥/٨٥ . ويمكن استخدام طبقة حماية من مونة أسمنتية بسمك ٢سم على الأسطح الأفقية الواقعة بين الخرسانة العادية والمسلحة شكل (٣-٢١)، وشكل (٣-٢٢).

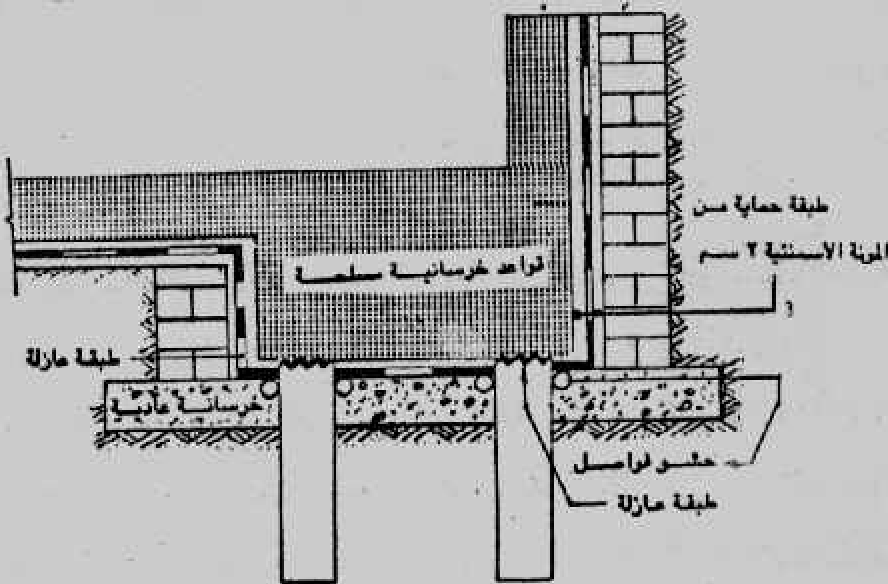
تخطيط الموقع والحفر وتنفيذ الأساسات :

تخطيط الموقع للحفر وتنفيذ الأساسات يمر بالمراحل الأتية :

١- تحديد الموقع بواسطة الأجهزة المساحية (مثل التيودوليت) ودق الأوتاد التى تحدد الموقع.



شكل (٣-٢١): عزل القواعد المنفصلة.



شكل (٣-٢٢) : عــزل الأساسات الخازوقيــة.

٢- عمل ميزانية شبكية للموقع لتحديد مناسيب الأماكن المراد التنفيذ عليها.

٣- إعداد الخنزيرة ودق المحاور عليها بدقة.

٤- تحديــــد القواعـــــد بالجيـــر.

٥- الحفر مع استعمال الميزان فى تحديد مناسيب الحفر.

٦- تنفيذ طبقات الإحلال إن وجدت.

٧- تنفيذ الخرسانة العادية أو الدكات ومعالجتها بالمياه.

٨- تنفيذ المرحلة الأولى للعزل الأفقى بين الخرسانة العادية والمسلحة إذا لزم.

٩- تنفيذ شدات الخرسانـــات المسلحـــة للأساســـات.

١٠- رص حديد التسليح للأساسات بعد تنظيف مكانها.

١١- صب الخرسانة المسلحة للأساسات ومعالجتها بالمياه بالمدة الكافية.

١٢- تنفيذ المرحلة الثانية للعزل.

وعند تنفيذ الأساسات يجب مراعاة ما يلى :

١- تزال من الموقع جميع المواد الضارة بالعمال أو بالمبانى.

٢- إذا كان بالموقع أساسات أو مبانى قديمة تزال وإذا تم عند الإزالة النزول أسفل منسوب التأسيس يتم الردم على طبقات مكان الأعمال المزالة بالرمل الخشن إلى منسوب التأسيسم مع الدمك الجيد.

٣- يجب أن يكون الأساس مرتكزا على طبقة متجانسة فى جميع أجزائه ولا يستحب التأسيس على أنواع مختلفة من التربة وإذا اضطر للتأسيس على أنواع مختلفة من التربة فيجب عمل فواصل هبوط بين الأجزاء وبعضها.

٤- يجب أن يكون توزيع الأحمال على الأرض أسفل الأساسات منتظما بحيث يكون الضغط الواقع على التربة فى جميع أجزاء المبنى واحدا.

٥- تجنب أسباب فشل الأساسات المذكورة تفصيلا بهذا الباب.

رسومات الأساسات :

لوحة الأساسات يجب أن تضم التفاصيل الإنشائية للأساسات وهى مواقع القواعد من المحاور وأماكن الأعمدة وأشكال القواعد والكمرات والميد الرابطة والشدادات وأبعاد جميع العناصر الإنشائية كما يمكن عمل جداول باللوحة لتلخيص بيانات القواعد مثل مساحاتها وسمكها وحديد التسليح. كما يجب بيان تفاصيل وشكل حديد التسليح. وفى أساسات اللبشة يجب إيضاح تفاصيل تسليحها على المساقط المختلفة. كما يجب أن تضم لوحة الأساسات ملاحظات التنفيذ والتى تضم :

١- جهد التربة والمستخدم فى تصميم الأساسات.

٢- عدد الأدوار التى صممت الأساسات عليها.

٣- طريقة العزل المستخدمة للأساسات.

٤- نوع ومكونات الخرسانة العادية المستخدمة.

٥- نوع ومكونات الخرسانة المسلحة ودرجتها.

٦- نوع حديد التسليح المستخدم.

٧- منسوب التأسيس.

٨- إحتياطات طبقة التأسيس.

٩- كيفية تنفيذ طبقة الإحلال إن وجدت.

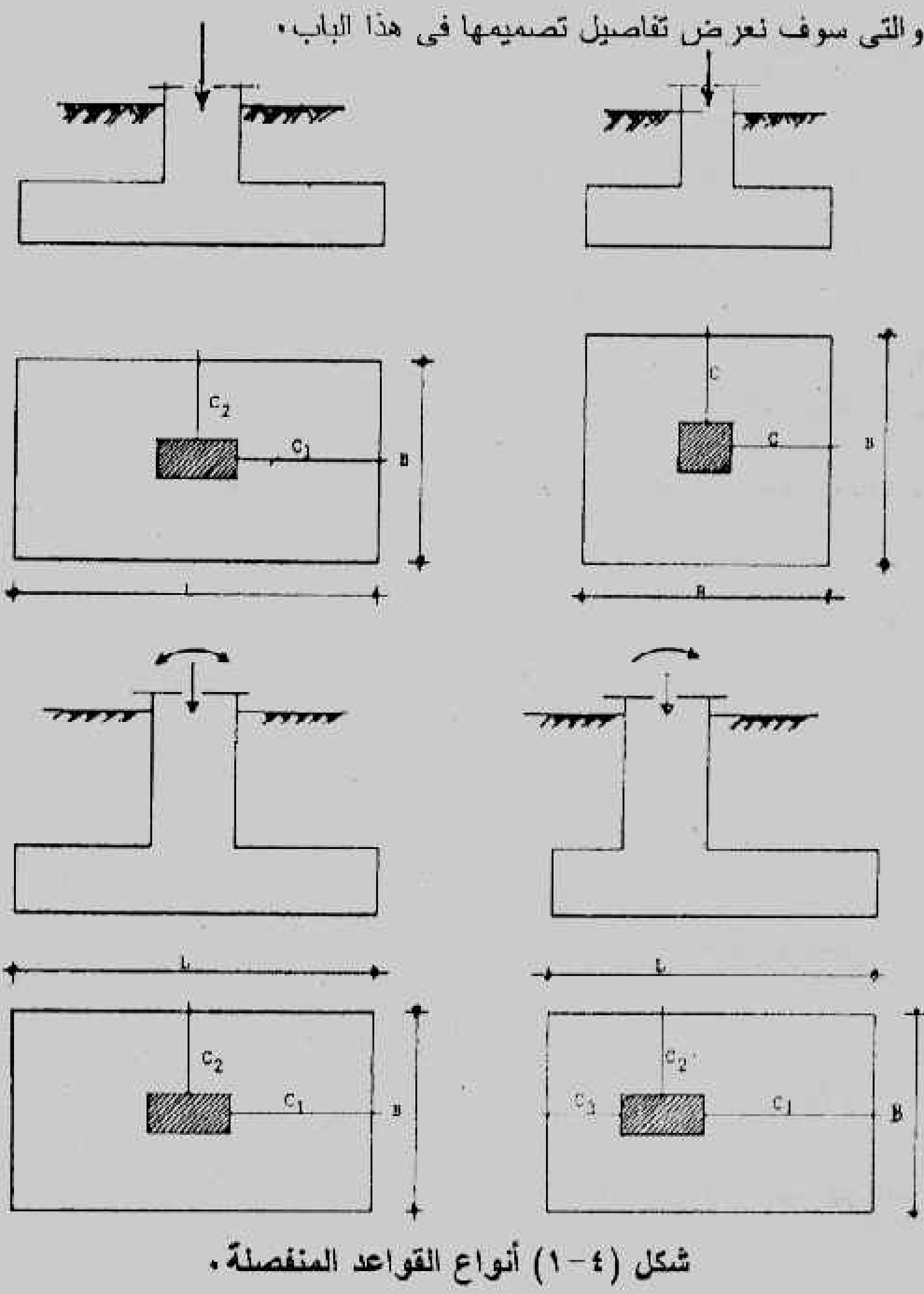
كما يجب تحديد منسوب الصفر للعملية وربطه بالمنسوب المساحى إن وجد.

الباب الرابع

تصميــم القواعـد المنفصـلة

Design of Isolated Footing

القواعد المنفصلة تستخدم حينما يمكن تنفيذ قاعدة مستقلة واحدة لكل عمود وقد تكون القواعد المنفصلـة مربعة الشكل أو مستطيلة، وتنفذ القواعد المنفصلة للأعمدة الحاملة لحمل محورى أو حمل غير محورى (حمل محورى وعزم معا)، ويبين شكل (٤-١) أنواع القواعد المنفصلة والتى سوف نعرض تفاصيل تصميمها فى هذا الباب.



شكل (٤-١) أنواع القواعد المنفصلة.

وعادة فإن الأساس المربع هو أبسط أنواع الأساسات للعمود المربع، أما إذا كان العمود مستطيل فيفضل له أساس مستطيل. كما تنفذ القواعد المنفصلة المستطيلة للأعمدة المربعة في الحالات الاضطرارية التي لا تصلح فيها القواعد المربعة. وتساوى الرفرفة في القواعد المستطيلة (أى $C_1 = C_2$) يبسط خطوات التصميم.

تصميم القواعد المربعة بطريقة المرونة (اجهاد التشغيل) :

عند تصميم القواعد المربعة بطريقة المرونة (اجهاد التشغيل) تتبع الخطوات الاتية :

١- حساب أقصى حمل متوقع في العمود من الأحمال الحية والدائمة إلى منسوب سطح الأرض P أو إلى منسوب التأسيس P_t .

٢- الحصول على قدرة تحمل التربة الآمنة (جهد التربة الآمن) q_a أو الآمنة الصافية q_{na}.

٣- حساب مساحة القاعدة من :

$$\text{Area of footing} = B^2 = \frac{P}{q_{na}} \text{ or } \frac{P}{q_a - \gamma_a D} \text{ or } \frac{P_T}{q_a} \quad \text{.........(4-1)}$$

حيث D عمق التأسيس، γ_a الكثافة المتوسطة للخرسانة وتربة الردم. ويعين عرض الأساس B بعد تقريبه لأقرب ٥ سم.

٤- تحسب الرفرفة C من : $\text{offset } C = \frac{B-b}{2}$

حيث b عرض العمود.

٥- حساب جهد التربة الفعلى اللازم للتصميم q :

$$q = \frac{P}{B^2_{actual}} \quad \text{.........(4-2)}$$

٦- حساب عزم الانحناء عند المقطع الحرج على وجه العمود شكل (٤-٢) حيث تعتبر القاعدة بلاطة كابولية في ناحيتي العمود. ويمكن حساب عزم الانحناء من عزم مساحة المستطيل abcd حول المقطع الحرج، شكل (٤-٣-أ) كما يلي :

$$M_{max} = q \cdot A_{abcd} \cdot \frac{C}{2} \quad \text{.........(4-3)}$$

كما يمكن حساب عزم الانحناء من أخذ عزم شبه المنحرف abgf حول المقطع الحرج، شكل (٤-٣-ب) كما يلي :

$$M_{max} = q \cdot A_{abgf} C' \quad \text{.........(4-4)}$$

حيث 'C بعد مركز ثقل شبه المنحرف عن وجه العمود.

٧- تعيين عمق الأساس d المقاوم للعزم من :

$$d = k_1 \sqrt{\frac{M_{max}}{b'}} \quad \text{......(4-5)}$$

وإذا استخدمنا العزم فى المعادلة (3-4) تكون 'b مساوية لعرض الأساس وهذا يعطى d صغيرة :

$$b' = B$$

وإذا استخدمنا العزم فى المعادلة (4-4) تكون 'b مساوية عرض العمود مضافا إليه ٢٠ سم . أى $b' = b + 20\ cm$ وهذا يعطى d كبيرة.

ويمكن اختيار d للأساس وسط بين القيمتين الناتجتين. أو أخذ قيمة d المناسبة لإعطاء كميات مناسبة من الخرسانة أو حديد التسليح، وفى حالة استخدام حديد تسليح عالى المقاومة يفضل استخدام $b' = B$.

٨- التأكد من أن العمق المحسوب من العزم كاف لمقاومة القص الثاقب فإن لم يكن يزاد العمق. كما يمكن حساب العزم المقاوم للقص الثاقب مباشرة. واختيار العمق الأكبر من كل من عمق العزم وعمق القص الثاقب. وتحسب اجهادات القص الثاقب q_p من :

$$q_p = \frac{Q_b}{d.b_o} \geq q_p \text{allowable} \quad \text{......(4-6)}$$

حيث b_o طول محيط القطاع الحرج. والقطاع الحرج يقع على بعد d/2 من محيط تأثير القوة المركزة (أى على بعد d/2 من أوجه العمود). و Q_b هى قوة القص الثاقب عند القطاع الحرج.

٩- تعيين تخانة الأساس t حيث $t = d + cover$ حيث يؤخذ الغطاء الخرسانى cover من ٥ إلى ٧ سم ويفضل ٧سم.

١٠- تعيين حديد التسليح من :

$$A_s = \frac{M}{k_2 d} \quad \text{......(4-7)}$$

١١- التأكد من أن الحديد المطلوب لا يقل عن النسبة الأدنى لحديد التسليح وتنصح بألا تقل عن ٠,٠٠٢ من مساحة قطاع الأساس

$$\mu = \frac{A_s}{bd} > 0.002$$

١٢- التأكد من أن اجهادات التماسك bond فى حدود المسموح به وتحسب اجهادات التماسك q_b من :

$$q_b = \frac{Q_b}{0.87 d \Sigma o} \geq q_b \text{allowable} \quad \text{.......} (4\text{-}8)$$

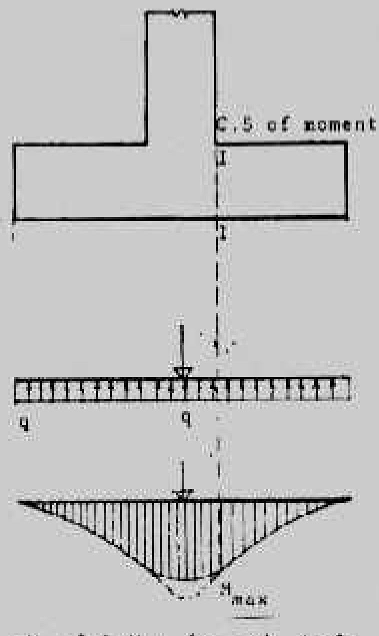
حيث Q_b هى القوة المسببة للعزوم عند المقطع الحرج للعزم، Σo هى محيط أسياخ حديد التسليح عند المقطع الحرج للعزم. ويجب الإشارة إلى أن قيم q_b المسموح بها تتوقف على شكل نهاية السيخ كما هو معطى فى الشكل (٤-٤). وإن لم تكن اجهادات التماسك فى حدود المسموح به فيمكن استخدام أقطار أقل لحديد التسليح أو زيادة عددها أو زيادة العمق أو استخدام حديد تسليح ذو نتوءات (مشرشر) وهو ذو مقاومة عالية للتماسك.

١٣- التأكد من أن اجهادات القص shear فى حدود المسموح به أو يزاد العمق وتحسب اجهادات القص q_s من :

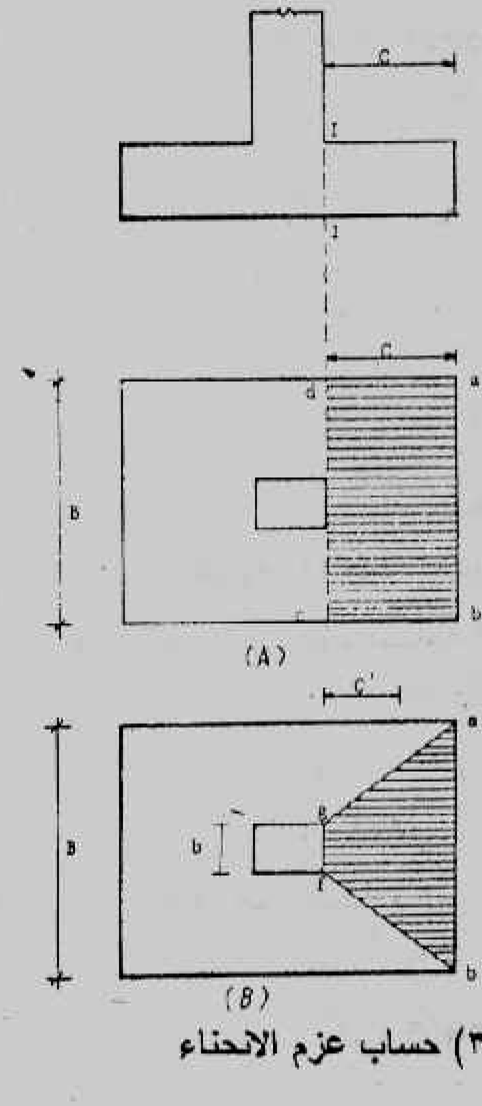
$$q_s = \frac{Q_s}{b.d} \geq q_s \text{ allowable} \quad \text{.......} (4\text{-}9)$$

حيث Q_s = قوة القص عند مقطع القص الحرج.

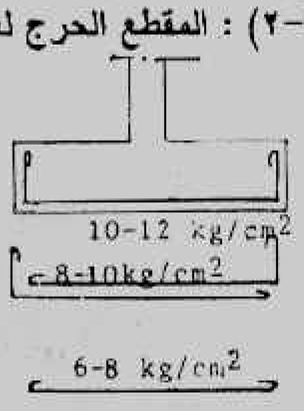
b = عرض مقطع القص الحرج.



شكل (٤-٢) : المقطع الحرج لعزم الانحناء



شكل (٤-٣) حساب عزم الانحناء



شكل (٤-٤) التماسك

Example (4-1):

Design a square footing to support a column 0.4 x 0.4 m reinforced by 8 ϕ 16 carries a load of 80t. The net allowable soil pressure is 1.25 kg/cm². Use working stresses method. Take f_c = 55 kg/cm², f_s = 1400 kg/cm², q_{sh} = 6 kg/cm² q_p = 8kg/cm², and 20 cm plain concrete.

Solution :

$$A = \frac{80}{12.5} = 6.4 \text{ m}^2$$

$$B = \sqrt{A} = \sqrt{6.4} = 2.53 \text{ m}$$

take $B = 2.6$ m

$$q = \frac{80}{2.6 \times 2.6} = 11.83 \text{ t/m}^2$$

$$C = \frac{B - b}{2} = \frac{2.6 - 0.4}{2} = 1.1 \text{ m}$$

Maximum bending moment at the column face

$$M_{max} = q\,B\frac{C^2}{2} = 11.83 \times 2.6 \times \frac{(1.1)^2}{2} = 18.6 \text{ mt}$$

$$d = k_1\sqrt{\frac{M}{B}} \qquad \text{(American codes)}$$

$$= 0.334\sqrt{\frac{18.6 \times 10^5}{260}} = 28.2 \text{ cm}$$

$$d = k_1\sqrt{\frac{M}{b}} \qquad \text{(Contenental codes)}$$

$$= 0.334\sqrt{\frac{18.6 \times 10^5}{(40 + 20)}} = 58.8 \text{ cm}$$

take t = 50 cm
and d = 50 - 7 = 43 cm

$$A_s = \frac{M}{K_2 d} = \frac{18.6 \times 10^5}{1227 \times 43} = 35.3 \text{ cm}^2$$

Choose 18 ϕ 16 in each side (36.2 cm²).
Check minimum percentage of steel :

$$\mu = \frac{A_s}{A_c} = \frac{A_s}{Bd} = \frac{35.91}{260 \times 43} = 0.0032 > 0.002 \text{ safe}$$

Check punshing :

$$Q_p = q\,[B^2 - (b + d)^2]$$
$$= 11.83\,[2.6^2 - (0.4 + 0.43)^2] = 71.82 \text{ t}$$

$$q_p = \frac{Q_p}{d\ b_o} = \frac{71.82 \times 1000}{43(40+43)\ 4} = 5.03\ kg/cm^2 < 8\ kg/cm^2\ \text{safe}$$

Check bond :

$$Q_b = q \times B \times C = 11.83 \times 2.6 \times 1.1 = 33.83\ t$$

$$q_b = \frac{Q_b}{0.87\,d\,\Sigma o} = \frac{33.83 \times 1000}{0.87 \times 43 \times 18 * 5.03} = 9.99\ kg/cm^2$$

If L - shape reinforcements is used, $q_b \geq 10\ kg/cm^2$. This reinforcements mean 7 ϕ 16 in each metre of breadth in two directions.

$$\text{Anchorage length } d_d = \frac{A_s f_s}{\rho . q_b} = \frac{2.01 \times 1400}{p \times 1.6 \times 10} = 55.98\ cm < 110\ cm$$

Check shear :

$$Q_{sh} = q[B^2 - (b + 2d)^2]$$

$$= 11.83\ [(2.6)^2 - (0.4 + 2 \times 0.43)^2] = 61.19\ t$$

$$q_{sh} = Q_{sh}/db_o = \frac{61.19 \times 1000}{43 \times 4\,(40 + 2 \times 43)} = 2.82\ kg/cm^2 \quad < 8\ kg/cm^2\ \text{safe.}$$

Details of the footing are shown in Fig. (4-5).

Example 4.2 :

Redesign the footing required in example 4.1 using 40cm plain concrete.

Solution :

$$A_{pc} = \frac{80}{12.5} = 6.4\ m^2$$

$$B_{pc} = \sqrt{6.4} = 2.53\ m$$

take $B_{pc} = 2.6$ m

$$= \frac{80}{2.6 \times 2.6} = 11.83\ t/m^2 < 12.5\ t/m^2$$

$$C_{pc} = t\sqrt{\frac{f_t}{3f_n}} = 0.4\sqrt{\frac{40}{3 \times 11.83}} = 0.425\ m$$

take $C_{pc} = 0.4$ m

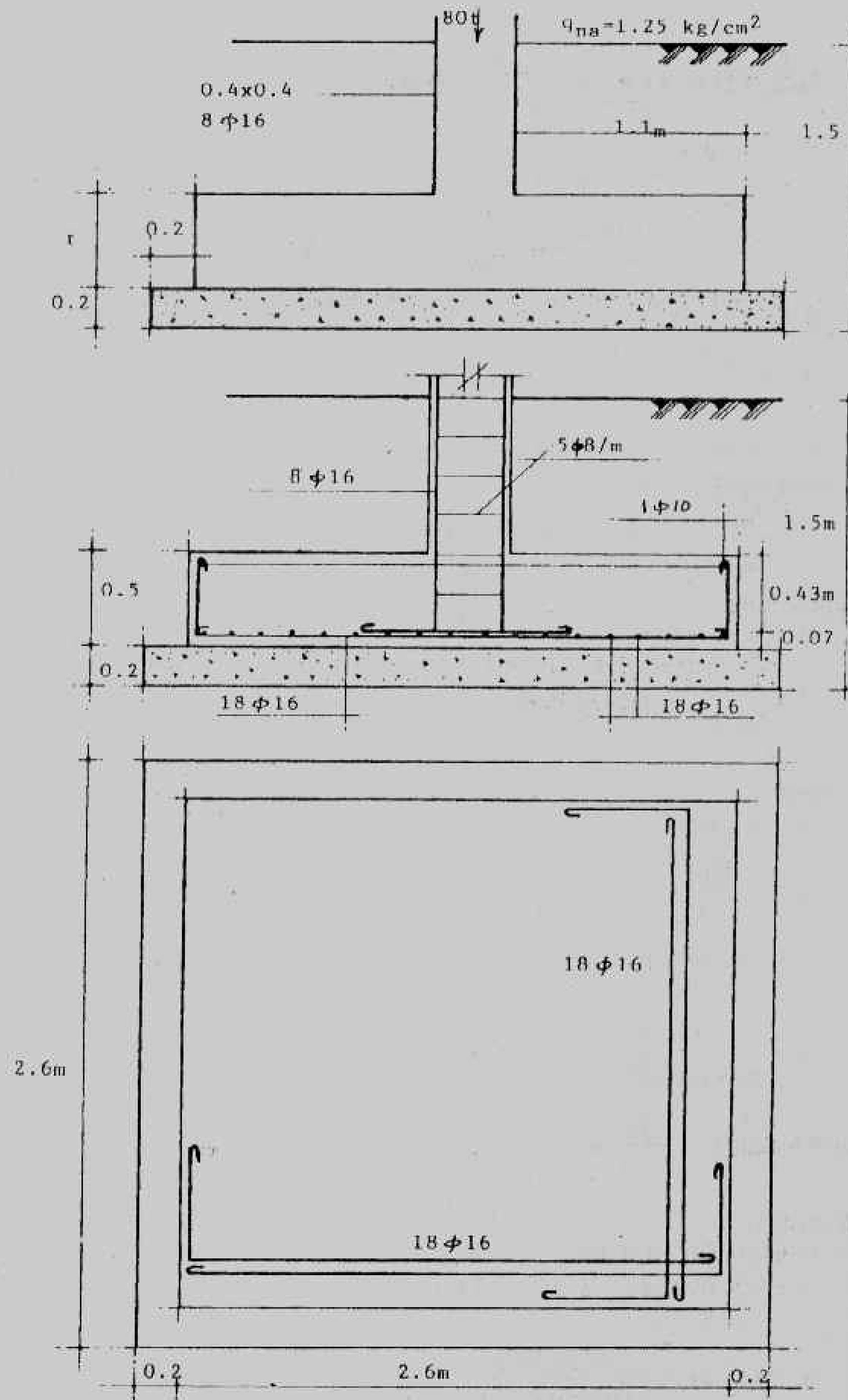
$B_{RC} = 2.6 - 2 \times 0.4 = 1.8$ m

use RC footing 1.8 x 1.8 m

q between plain concrete and reinforced concrete.

$$= \frac{80}{1.8 \times 1.8} = 24.69\ t/m^2$$

$$C_{RC} = 1.8 - 0.4 = 0.7\ m$$



شكل (٤-٥) مثال (٤-١)

$M_{max} = 24.69 \times 1.8 \times (0.7)^2/2 = 10.89$ mt

$$d = 0.334\sqrt{\frac{10.89 \times 10^5}{180}} = 25.99 \text{ cm}$$

$$d = 0.334\sqrt{\frac{10.89 \times 10^5}{(40+20)}} = 45 \text{ cm}$$

take $d = 43$ cm and $t = 50$ cm

$$A_s = \frac{10.89 \times 10^5}{1227 \times 43} = 22.5 \text{ cm}^2$$

take 12 ϕ 16 in each side (24.12 cm^2)
check minimum percentage of steel :

$$\mu = \frac{A_s}{A_c} = \frac{24.12}{180 \times 43} = 0.0031 > 0.002 \qquad \text{safe}$$

Check punching :

$$Q_p = f_n [B^2 - (b + d)^2]$$
$$= 24.59 [1.8 \times 1.8 - (0.4 + 0.43)^2] = 62.99 \text{ t}$$

$$q_p = Q_p/db_o = \frac{62.99 \times 1000}{43 \times 4 (40+43)} = 4.41 \text{ kg/cm}^2 < 8 \text{ kg/cm} \qquad \text{safe}$$

Check bond :

$$Q_p = f_n \times B \times C_{RC} = 24.69 \times 1.8 \times 0.7 = 31.11 \text{ t}$$

$$q_b = \frac{Q_b}{0.87\, d\, \Sigma o} = \frac{31.11 \times 10^3}{0.87 \times 43 \times 12 \times 5.03} = 13.78 \text{ kg/cm}^2 > 10 \text{ kg/cm}$$

take 17 ϕ 16 in each side (L-shape), that means 9 ϕ 16 in each metre of breadth in each side.

$$q_b = \frac{31.11 \times 10^3}{0.87 \times 43 \times 17 \times 5.03} = 9.73 \text{ kg/cm} < 10 \text{ kg/cm}^2$$

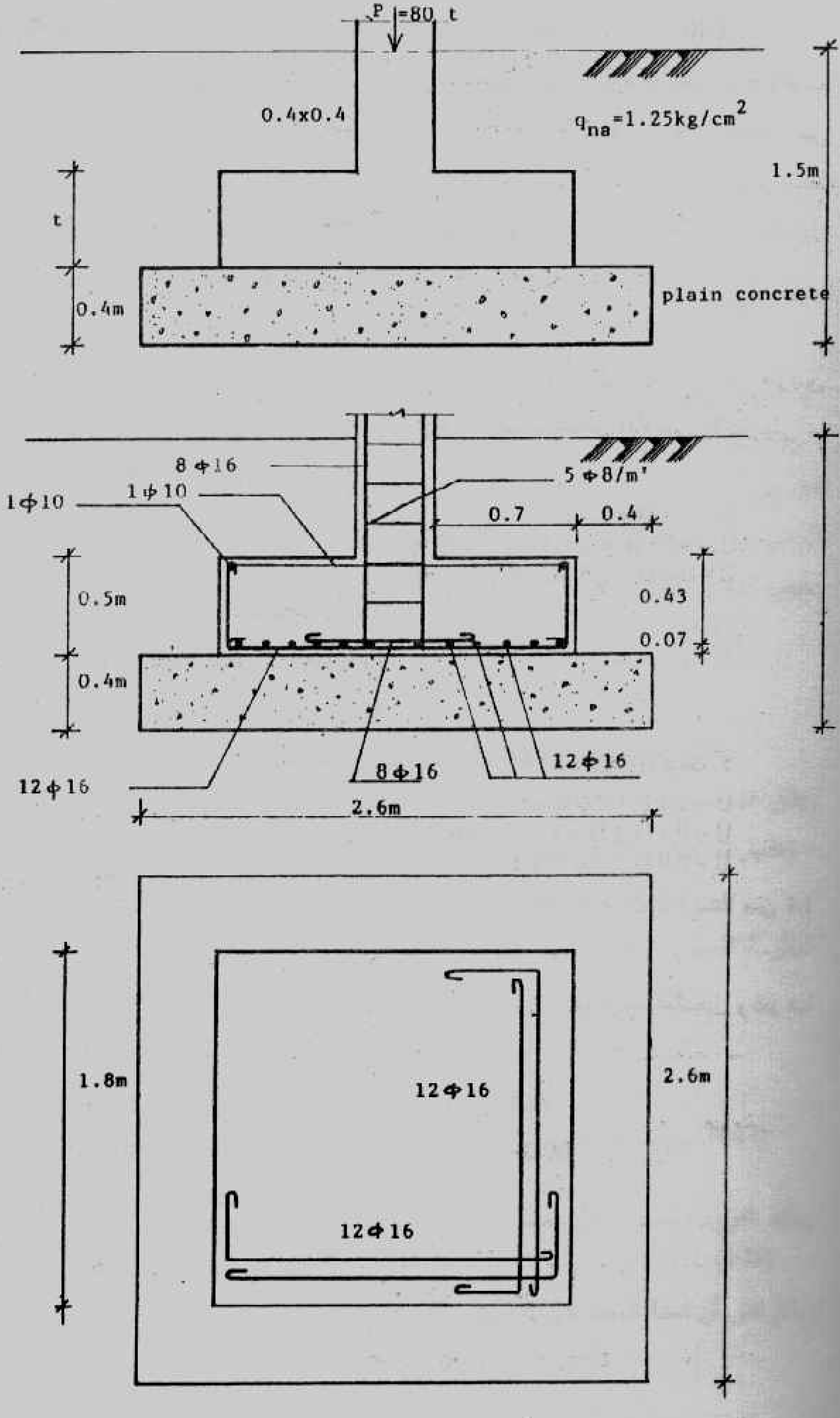
$$\text{Anchored length } d_a = \frac{A_s}{\rho q_{\cdot b}} = \frac{2.01 \times 1400}{\pi \times 1.6 \times 10} = 55.98 \text{ cm} < 70 \text{ cm}$$

Check shear :

$$Qsh = fn [B^2 - (b + 2d)^2]$$
$$= 24.69 [1.8 \times 1.8 - (0.4 + 2 \times 0.43)^2]$$
$$= 40.8 \text{ t}$$

$$q_{sh} = Q_{sh}/db_o = \frac{40.8 \times 1000}{43 \times 4 (40 + 2 \times 43)} = < 1.88 \text{ kg/cm}^2 < 8 \text{ kg/cm}^2$$

Details of the footing are shown in Fig. (4-6).



شكل (٤-٦) مثال (٤-٢)

التصميم بطريقة المقاومة القصوى Ultimate Strength Design (USD) :

اتجهت كثير من الدول المتقدمة إلى طريقة التصميم بحد المقاومة القصوى. وتضم أغلب الكودات الآن تفاصيل التصميم بهذه الطريقة، وفى مصر توجد الآن مرحلة انتقالية من التصميم بطريقة اجهاد التشغيل إلى التصميم بطريقة المقاومة القصوى. ومع تقدم تكنولوجيا تنفيذ الخرسانة وزيادة الإمكانيات المادية والتكنيكية سوف نودع فى القريب طريقة اجهاد التشغيل ولتحل محلها طريقة المقاومة القصوى فىكل أعمال التصميم بما فيها الأساسات.

الأحمـــال Loads :

المقاومة القصوى تتطلب تحويل أحمال التشغيل إلى الأحمال القصوى عن طريق استخدام معاملات تحميل Load factors تحدد فى كل كود. ويحسب الحمل الأقصى U كما يلى : طبقا لكود معهد الخرسانة الأمريكى ACI :

$U = 1.4\,D + 1.7\,L$ .... (4-10)

$U = 0.75\,(1.4\,D + 1.7\,L + 1.7\,W)$ .... (4-11)

$U = 0.9\,D + 1.3\,W \quad (IF\ L = 0)$

حيث : D = الحمل الدائم Dead load

L = الحمل الحى Live load

W = حمل الرياح Wind load

أما الكود المصرى لتصميم وتنفيذ المنشآت الخرسانية المسلحة ١٩٨٩ (ECOP) فيحدد :

$U = 1.4\,D + 1.6\,L$ .... (4-12)

$U = 0.8\,(1.4\,D + 1.6\,L + 1.6\,W)$ .... (4-13)

$U = 0.9\,D + 1.6\,W\ (IF\ L = 0)$ .... (4-14)

بينما يختلف الكود السورى عن الكود المصرى بأن أخذ المعامل 1.5 بدلا من 1.4 والمعامل 1.8 بدلا من 1.6 .

والتصميم بالمقاومة القصوى يخفض مقاومة الخرسانة لاعتبارات التشغيل وغيرها باستخدام معامل التخفيض ϕ أو γ :

الكود الأمريكى ACI : Design strength = ϕ (theoretical strength)

الكود المصرى ECOP : Design strength = theoretical strength / γ

ويحدد جدول (٤-١) قيم ϕ فى الحالات المختلفة.

جدول (٤-١) قيم معامل التخفيـض ϕ

Condition	Value of ϕ
a. Axial tension; flexure with or without axial tension.	0.9
b. Shear or torsion, bond, anchorage.	0.85
c. Axial compression with or without flexure, spiral reinforcement.	0.75
d. Axial compression with or without flexure, tied reinforcement.	0.7
e. Bearing on concrete.	0.7
f. Flexure in plain concrete.	0.65

أما الكود المصرى فيأخذ معاملات خفض المقاومة للخرسانة γ_c ولصلب التسليح γ_s لتأثيرات قوة الشد المحورية وقوى الشد اللامركزية وعزم الانحناء وقوى القص واللى والارتكاز والتماسك كما يلى :

$$\gamma_c = 1.5,\ \gamma_s = 1.15$$

أما فى حالة عزوم الانحناء المصحوبة بقوى ضغط محورية (ضغط لا محورى) فتؤخذ معاملات خفض المقارنة المميزة كما يلى :

$$\gamma_c = 1.75 - 0.50\ (e/t) \geq 1.5 \quad \text{.......................} (4\text{-}15)$$

$$\gamma_s = 1.36 - 0.43\ (e/t) \geq 1.15 \quad \text{.......................} (4\text{-}16)$$

حيـث : $e/t \geq 0.05$

ولتأثيرات الترخيم والتشكل والتشرخ يكون : $\gamma_c = \gamma_s = 1$

ويتفق الكود السورى تقريبا مع الكود الأمريكى فى معاملات التخفيض.

- اعتبارات تصميم القطاع الخرسانى تحت تأثيرا العزوم :

بين شكل (٤-٧) مقطع خرسانى معرف عليه الرموز المستخدمة فى معادلات طريقة المقاومة القصوى USD بالكود الأمريكى ACI .

Compressive force $\quad C = 0.85\ f_{cu}\ a.b$

Tensile force $\quad T = A_s\ f_y$

$$C = T$$

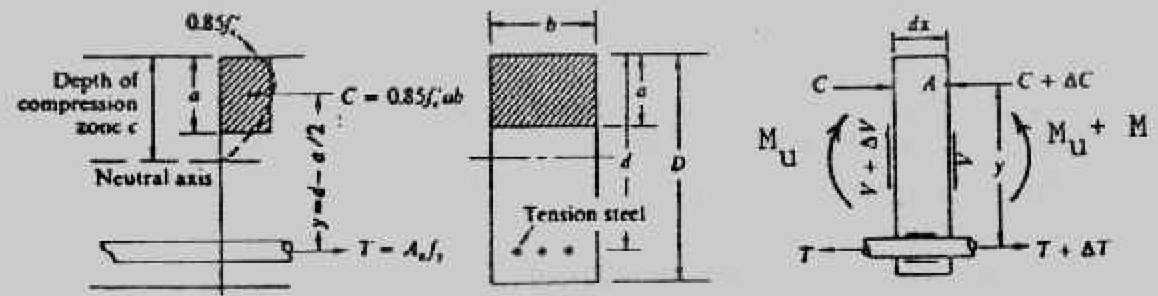
$$0.85\ f_{cu}\ a.b = A_s\ f_y$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f_{cu}\, b} \quad \text{.......................} (4\text{-}17)$$

وبأخذ العزوم والضرب فى معامل التخفيض تحصل على العزوم القصوى Mu :

$$M_u = \phi\ A_s\ f_y\ (d - a/2) \quad \text{.......................} (4\text{-}18)$$

وبافتراض أن نسبة الحديد هى μ حيث $\mu = \dfrac{A_s}{bd}$



شكل (٤-٧) القطاع الخرسانى فى طريقة المقاومة القصوى

$$M_u = \phi\, bd^2 f_{cu}.\ \frac{\mu f_y}{f_{cu}} (1 - 0.59\ \frac{\mu f_y}{f_{cu}})$$

$$M_u = \phi\, bd^2 . \mu f_y (1 - 0.59\ \frac{\mu f_y}{f_{cu}}) \quad \text{.............................}(4\text{-}19)$$

وبفرض نسبة التسليح μ يمكن من هذه المعادلة حساب العمق d اللازم للعزوم، حيث R يمكن تحديد قيمتها :

$$M_u = bd^2 R \quad \text{...}(4\text{-}20)$$

$$\text{Where : } R = \phi\ .\ \mu f_y (1 - 9.59\ \frac{\mu f_y}{f_{cu}})$$

$$d = \sqrt{\frac{M_u}{b.R}} \quad \text{...}(4\text{-}21)$$

وعند الاتزان قد يحدث الانهيار المفاجئ بتهشيم الخرسانة ووصول الحديد على الخضوع وتكون نسبة الحديد عند الاتزان هى μ_b وعلى اعتبار أن الانفعال الأقصى هو 0.003 ويأخذ معامل المرونة لصلب التسليح هو $200\ MN/m^2$ يكون :

$$\mu_b = \frac{0.85 f_{cu}}{f_y} \beta \left(\frac{600}{600 + f_y} \right)$$

f_{cu}, f_y in MN/m^2

ولتجنب الانهيار المفاجئ بدون تحذير يؤخذ نسبة حديد التسليح القصوى بالقيمة :

$M_{max} = 0.76\ M_b$

ويعطى الجدول (٤-٢) قيم نسبة حديد التسليح القصوى بدلالة f_{cu}, f_y .

أما الكود المصرى فلقد استخدم المعادلة (4-18) الخاصة بالعزم الحدى الأقصى على الصورة الآتية :

$$M_u = \frac{A_s f_y}{\gamma_s} (d - a/2)$$

ويتم حساب عمق المستطيل المكافئ a من :

جدول (٤-٢) قيـــم M_{max}

f_y	f_{cu}			
MN/m^2	$21\ MN/m^2$	$28\ MN/m^2$	$35\ MN/m^2$	$42\ MN/m^2$
276	0.0284	0.0378	0.0445	0.0501
345	0.0209	0.0279	0.0329	0.0370
414	0.0163	0.0217	0.0255	0.0287
	$\beta = 0.85$	$\beta = 0.85$	$\beta = 0.80$	$\beta = 0.75$

$$a = \frac{A_s f_y}{\gamma_s} / [0.67\, b\, (\frac{f_{cu}}{\gamma_c})] \qquad (4\text{-}22)$$

وأعلى قيم مسموح بها للعزوم M_{max} ولنسب صلب التسليح μ_{max} فى مقاطع خرسانية مسلحة جهة الشد فقط ومعرضة لعزم انحناء هى :

$$M_{u\,max} = R_{max} \cdot f_{cu}\, b\, d^2/\gamma c$$

$$\mu_{max} = \frac{A_S}{b.d} = [0.67\,(f_{cu}/\gamma_c)/(f_y/\gamma_s)\,(a_{max}/d)$$

$$d = \sqrt{\frac{M_u \gamma_c}{R_{max} \cdot f_{cu} \cdot b}}$$

$$A_s = \frac{M_u}{0.87\, f_y . Z}$$

حيث : f_{cu} - هو مقاومة الضغط المميزة للخرسانة.

f_y - هو اجهاد الخضوع للصلب.

R_{max}، μ_{max} تعين من الجداول (٤-٣)، (٤-٤)، Z تعين من جدول (٤-٥) بمعرفة d

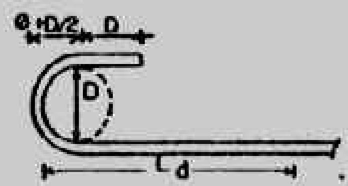
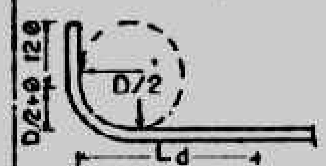
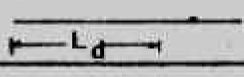
جـــدول (٤-٣)

قيم R_{max}، μ_{max}، X_{max}/d بدون توزيع للعزوم

Type of steel	F_y (kg/cm^2)	X_{max}/d	μ_{max}	R_{max}
24/35	2400	0.5	$8.56 \times 10^{-5} f_{cu}$	0.214
28/45	2800	0.48	$7.0 \times 10^{-5} f_{cu}$	0.208
36/52	3600	0.44	$5.0 \times 10^{-5} f_{cu}$	0.190
40/60	4000	0.42	$4.31 \times 10^{-5} f_{cu}$	0.187
45/52	4200	0.41	$3.65 \times 10^{-5} f_{cu}$	0.180

كما يجوز أخذ طول التماسك من الجدول (٤–٩) مع مراعاة قيمة η كما يجب ألا يقل طول تماسك أسياخ الصلب الملساء عن ٤٠سم والأسياخ ذات النتوءات فيجب ألا يقل عن طول التماسك لها عن ٣٠سم (شكل ٤–٨).

جدول (٤–٧) قيم معامل التصحيح α

المعامل α في الضغط	المعامل α في الشد	شكل طرف السيخ	نوع الصلب
١	١	١- مستقيم 	أسياخ الصلب
١	٧٥ر٠	٢- جنش على شكل 	
١	٧٥ر٠	٣- جنش على شكل L High grade steel 	
١	٧٥ر٠	٤- جنش على شكل V High grade steel 	
١	١	١- أسياخ مستقيمة ولا يوجد سيخ عرضي واحد في الطول 	الشبك الملحوم
٧ر٠	٧ر٠	٢- أسياخ مستقيمة ويوجد واحد في الطول 	
٥ر٠	٥ر٠	٣- أسياخ مستقيمة ويوجد سيخان عرضيان في الطول 	

D = 4 ϕ for steel 24/35
D = 6 ϕ for 0 nm through 25 mm high grade steel.
D = 8 ϕ for more than 25 mm high grade steel.

b. Reinforcement with $f_y > 414$ M_{pa} — $2 - \dfrac{414}{f_y\,(MN/m^2)}$

c. For lightweight concrete. — 1.33

d. Reinforcement spaçed at least 152 mm on center and at least 76 mm in from all sides. — 0.8

e. Reinforcement in excess of that required — $\left(\dfrac{\text{as required}}{\text{as provided}}\right)$

وفى أى حالة يجب ألا يقل طول التماسك Ld عن ٣٠سم. أما طول التماسك فى أسياخ الضغط (مثل الأشاير بين الأعمدة والأساسات) فيحسب من :

$0.25\ f_y d_b / \sqrt{f_{cu}}$ or $0.044\ f_y d_b$ or 200 mm

ويمكن استخدام الجنش لتخفيض قيمة Ld. ولكن الجنش لا يستخدم عادة فى الأساسات، أما الكود المصرى فلقد أعطى معادلة واحدة لحساب طول التماسك بها عدد من العوامل تعالج الحالات المختلفة للتسليح :

$$L_d = \phi.\alpha.\beta.\eta \left(\frac{f_y}{\gamma_s}\right) / 4\,f_{bu}$$

وهذا الطول يقاس من المقاطع الحرجة التى يحدث عندها أقصى إجهاد شد أو ضغط فى الأسياخ وكذلك التى ينتهى أو تكسح عندها الأسياخ حيث :

ϕ = القطر الأسمى للسيخ.

η = ١,٤ للأسياخ العلوية لصلب التسليح الرئيسى التى يزيد سمك الخرسانة المصبوبة تحتها على ٣٠سم.

η = ١,٠٠ لجميع الحالات الأخرى لصلب التسليح.

f_{bu} = إجهاد التماسك الحدى للخرسانة مع صلب التسليح ويحسب من

$$f_{bu} = 0.87\sqrt{f_{cu}/\gamma_c}\quad \text{kg/cm}^2$$

α : معامل تصحيح يتوقف على شكل طرف السيخ (بجنش أو بدون جنش) ومعطى فى جدول (٤-٧).

β : معامل التصحيح يتوقف على نوعية سطح السيخ (أملس أو ذو نتوءات ومعطى فى جدول (٤-٨).

وقيم V_c تحسب من المعادلات الآتية :

$$V_c = 0.17\sqrt{f_c'}\,bd \qquad \text{(for member subjected to shear and flexure)}$$

and

$$V_c = 0.34\sqrt{f_c'}\,bd \qquad \text{(for member subjected to diagonal tension)}$$

where : f_c' is in MN/m^2, V_c is in MN, and b and d are in m.

ويلاحظ أن :

$$v_c = \frac{V_c}{bd} \quad \text{.......................................(4-23)}$$

where, υ_c is the shear stress

وبناء على ذلك نحصل على مقاومة القص المسموح بها.

$$\text{Permissible shear stress} = v_c = \frac{V_u}{bd} = 0.17\,\phi\sqrt{f_c'} \quad \text{one-way........................(4-24)}$$

$$v_c = 0.34\,\phi\sqrt{f_c'} \qquad \text{Two-way shear ....(4-25)}$$

ويعطى جدول (٤-٦) قيم V_c/ϕ فى المعادلتين السابقتين.

جدول (٤-٦) قيم V_c/ϕ

Equation number	f_c' (MN/m^2)			
	21	28	35	42
Eq. (4-24)	0.78	0.90	1.0	1.1
Eq. (4-25)	1.56	1.80	2.0	2.2

أما بالنسبة لطول التماسك Development length فهو الطول اللازم لمنع انفصال الخرسانة عن أسياخ التسليم المعرضة لإجهاد الشد أو الضغط ويعطى كود ACI طول التماسك لحديد الشد على النحو الآتى :

a. 35-mm bar and smaller but	$0.019\,A_b f_y/\sqrt{f_c'}$
not less than	$0.058 d_b f$
b. 43-mm bar	$26\,f_y/\sqrt{f_c'}$
c- 57-mm bar	$34 f_y/\sqrt{f_c'}$

wehre A_b = area of the individual bar (mm^2)
d_b = nominal diameter of the bar (mm)

وتؤخذ f_y، f_{cu} بوحدات MN/m^2 تؤخذ L_d بالمليمتر وقيم طول التماسك يجب أن تضرب فى المعاملات الآتية لتكون ممكنة التطبيق :

a. top reinforcement. 1.4

جـــدول (٤-٤)

قيم $X_{max}/d, \mu_{max}, R_{max}$ فى حالة إعادة توزيع عزوم ± ١٠٪

Type of steel	F_y (kg/cm^2)	X_{max}/d	μ_{max}	R_{max}
24/35	2400	0.4	$6.85 \times 10^{-5} f_{cu}$	0.18
28/45	2800	0.38	$5.58 \times 10^{-5} f_{cu}$	0.178
36/52	3600	0.34	$3.88 \times 10^{-5} f_{cu}$	0.157
40/60	4000	0.32	$3.29 \times 10^{-5} f_{cu}$	0.15
45/52	4200	0.30	$2.74 \times 10^{-5} f_{cu}$	0.142

وعند تحديد قيم f_y, f_{cu} عند التصميم يراعى أن لأساسات المبانى نادرا ($f_{cu} \leq 280\ kg/cm^2$) $f_{cu} \leq 28\ M_{pa}$ ولأساسات الكبارى ($f_{cu} \leq 210\ kg/cm^2$) $f_{cu} \leq 21\ M_{pa}$ وبغض النظر عن أن المقاومة المنخفضة تخفض من تكاليف الخرسانة إلا أن الأكثر أهمية لخفض مقاومة الخرسانة هو الحصول على أساسات بتخانات أكبر لتعطى جساءة عالية، أما عند تصميم أساسات اللبشة فيمكن استخدام خرسانة عالية المقاومة، وبالنسبة لقيم f_y فقد تصل إلى ($f_y \approx 4000\ kg/cm^2$) $f_y \approx 400$ Mpa ولكن الحديد الأكثر انتشارا يعطى ($5500 kg/cm^2$) 550 Mpa ويحدد الكود المصرى ألا تزيد f_y عن 400 Mpa ($4000\ kg/cm^2$) للحديد ذو النتوءات أما للصلب الأملس فيؤخذ ($f_y = 2400\ kg/cm^2$) $f_y = 240$ Mpa حتى لو أعطت الاختبارات قيما أكبر من ذلك.

جدول (٤-٥) تعيين قيم Z

$K = \frac{M}{bd^2 f_{cu}}$	0.044	0.054	0.063	0.072	0.081	0.092	0.095	0.100	0.108	0.118	0.121	0.128	0.133	0.137	0.144
Z/d	0.948	0.936	0.924	0.912	0.900	0.880	0.880	0.870	0.860	0.844	0.840	0.830	0.820	0.812	0.800
X/d	0.130	0.160	0.190	0.220	0.250	0.290	0.300	0.320	0.350	0.390	0.400	0.430	0.450	0.470	0.500

|←—— redistribution 0 - 10% ——→|← No redistribution →|

أما بالنسبة للقص فإن مقاومة القص النظرية للقطاع V_n فإنه تحسب من :

$$V_n = V_c + V_s$$

where : Vc = nominal shear strength of concrete.
Vs = nominal shear strength of reinforcement.

أما مقاومة القص المسموح بها فهى :

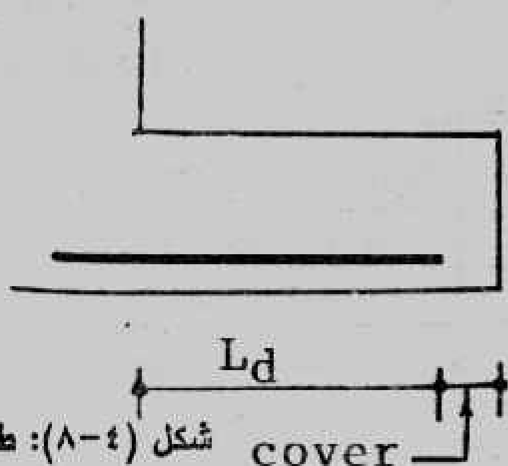
$$V_u = \phi V_n = \phi (V_c + V_s)$$

جدول (٤-٨) قيم معامل التصحيح β

نوع سيخ التسليح	فى الشد	فى الضغط
١- سيخ أملس.	١,٠٠	٠,٧٠
٢- سيخ ذو نتوءات.	٠,٧٥	٠,٥٠
٣- سيخ ذو نتوءات فى حزمة مؤلفة من سيخين.	١,١٠	٠,٧٥
٤- سيخ ذو نتوءات فى حزمة مؤلفة من ثلاثة أسياخ.	١,٢٠	٠,٨٠

جدول (٤-٩) طول التماسك مضاعف من قطر السيخ (η = 1.0)

نوع الصلب	شد		ضغط
	مستقيم	مجنش	للحالتين
أسياخ ملساء ٣٥/٢٤	--	٤٠	٣٥
أسياخ ذات نتوءات ٤٥/٢٨	٥٠	٤٠	٣٥
أسياخ ذات نتوءات ٥٢/٣٦	٦٥	٥٠	٤٥
أسياخ ذات نتوءات ٦٠/٤٠	٧٠	٥٥	٤٥

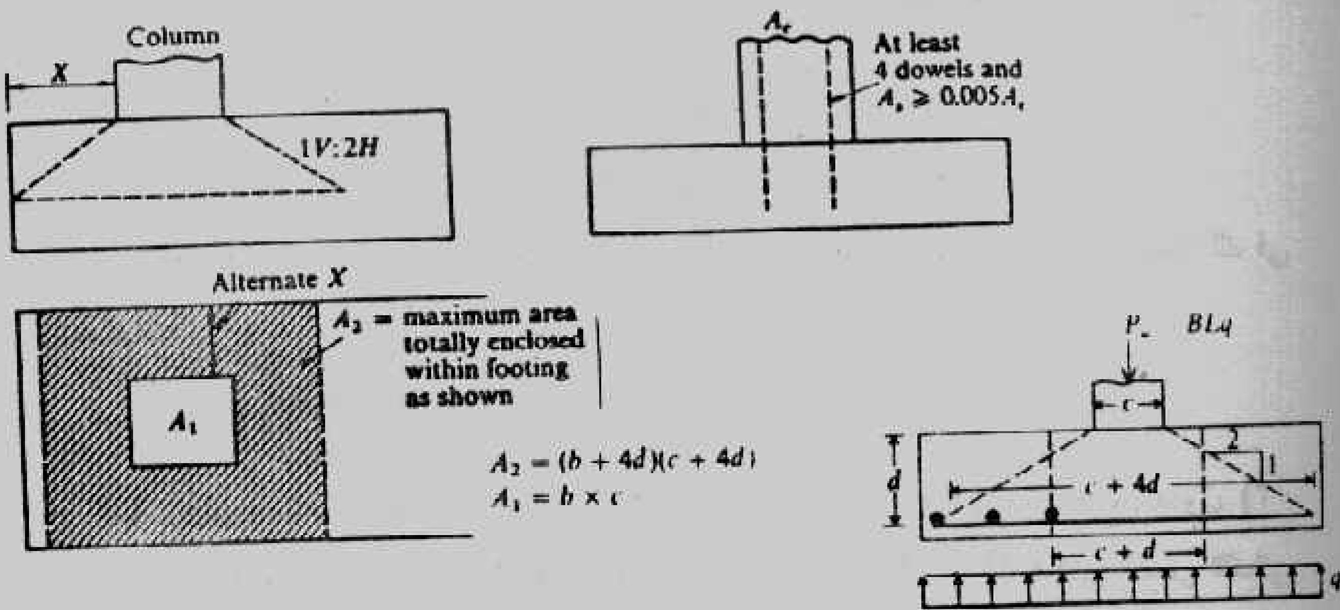


شكل (٤-٨): طول التماسك

أما بالنسبة لمقاومة التحميل (الارتكاز) Bearing Strength بين العمود والأساس فإنها قد تتحكم فى تقدير عمق الأساس وخاصة إذا كنت مقاومة الضغط لخرسانة الأعمدة أكبر من مقاومة الضغط لخرسانة الأساسات، ومقاومة الارتكاز وفقا لكود ACI يجب ألا تزيد عن :

$$f_c \le 0.85\, \phi\, f_{cu} \sqrt{A_2 / A_1} \quad \text{......(4-26)}$$

حيث $\sqrt{A_2 / A_1}$ يجب ألا تتعدى 2 وقيمة ϕ تؤخذ 0.70، A_1 هى مساحة العمود (التحميل)، A_2 هى أكبر مساحة للتوزيع من المسطح المقاوم والمتماثلة فى الشكل مع مسطح التحميل والمحورية معه والتى تصنع ميلا مقداره 2 : 1 شكل (٤-٩).



شكل (٤-٩) مقاومة التحمل

والأشاير تستخدم لربط العمود بالأساس. وقد تستخدم الأشاير لنقل إجهاد العمود للأساس وخاصة إذا كانت خرسانة العمود أقوى من خرسانة الأساس. والأشاير تكون ضرورية إذا زاد اجهاد التماس بين العمود والأساس عن :

$$f_c = 0.85\, \phi\, f_{cu} \sqrt{A_2 / A_1}$$

وفى هذه الحالة تحسب أقل مساحة لحديد الأشاير من :

Minimum area of steel = 0.005 A_c
where A_c = area of column

ويفضل أخذ أقطار حديد التسليح من نفس أقطار حديد العمود على الأقل، أما الكود المصرى فلم يختلف عن الكود ACI السابق إلا فى معادلة مقاومة الارتكاز، وهى :

$f_c = 0.67\, f_{cu} \sqrt{A_2 / A_1}\; / \gamma_c$ ....(4-27)

- وبالنسبة لحديد التسليح فإن كود ACI يحدد المسافة الصافية بين الأسياخ بما لا يقل عن ٢٥,٤ مم (بوصة واحدة) ولا تزيد عن ثلاثة أضعاف تخانة الحائط أو البلاطة أو ٤٥٧ مم (١٨ بوصة). والغطاء الخرسانى cover لا يقل عن ٧٦ مم (٣ بوصة) للعناصر الخرسانية المعرضة للتربة (عناصر الأساسات).
- ويبين جدول (٤-١٠) اعتبارات التصميم بطريقة المقاومة القصوى طبقا لكود معهد الخرسانة الأمريكى ACI .

تصميم القواعد المربعة بطريقة المقاومة القصوى :

يمكن تلخيص خطوات تصميم القواعد المربعة كما يلى :

١- حساب مساحة الخرسانة العادية (لو كانت تخانتها ٠,٣ متر أو أكبر) أو مساحة الخرسانة المسلحة من جهد التربة باستخدام الأحمال الفعلية :

$$\text{Area} = A = \frac{P}{q_{na}} \text{ or } \frac{P_T}{q_a}$$

٢- تعيين جهد التربة التصميمى باستخدام الأحمال القصوى وهو الذى سوف يستخدم بعد ذلك فى الحسابات :

$$q = \frac{P_u}{A}$$

٣- حساب مقاومة القص الثنائية المسموح بها two-way action shear stress V_c من جدول (٣-١١) أو تحسب من المعادلات الخاصة بها. كما بين شكل (٣-١٠) حالتى القص الثنائى التأثير Two-way action ، والأحادى wide beam – ثم يحسب العمق d من تجميع القوى الرأسية ومساواتها بالصفر بما فى ذلك قوى القص : $\Sigma Y = 0$

أى أن للقص الثنائى التأثير يكون :

[الحمل الأقصى – جهد التربة التصميمى × مساحة المقطع الحرج للقص – مقاومة القص على محيط المقطع الحرج = صفر]

وبالرجوع لشكل (٣-١٠) نجد أن :

$$P_u - q\,(c+d)\,(b+d) + 2dV_c\,[(b+d)+(c+d)] = 0$$

وبوضع $P_u = q\,BL$ للعمود المستطيل والأساس المستطيل يكون :

$$d^2\,(4V_c + q) + (2V_c + q)\,(b + c)\,d = (BL - cb)\,q \quad \text{......(4-28)}$$

وهذه المعادلة للأساس المستطيل. وتصبح للأساس المربع على الشكل الآتى :

$$d^2\,(4V_c + q) + 2\,(V_c + q)\,bd = (B^2 - b^2)\,q \quad \text{......(4-29)}$$

ويمكن اختصار معادلة الأساس المستطيل إذا أهمل تأثير جهد التربة على القص القطرى فتحصل على :

$$4d^2 + 2\,(b + c)\,d = BL\,q/V_c \quad \text{......(4-30)}$$

جدول (٣-١٠) اعتبارات التصميم بطريقة المقاومة القصوى طبقا للكود ACI

Summary of ACI 318-83 Code Requirements (Revised 1986)

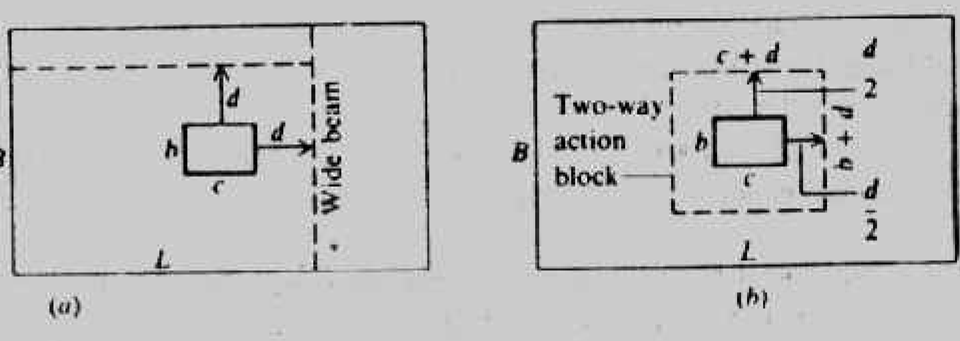
Principles	Design items	Code requirements	Code section
General	Load	$U = 1.4D + 1.7L$ $U = 0.75(1.4D + 1.7L + 1.7W)$ $U = 0.9D + 1.3W$	9.2
	Load factor, ϕ	Flexure: 0.9 Shear and torsion: 0.85 Bearing: 0.7 Flexure in plain concrete: 0.65	9.3
	Flexure	$M_u = \phi A_s f_y \left[d - \frac{0.59 A_s f_y}{f'_c b} \right]$	10.2
	Maximum flexure reinforcement	$s_{max} = 0.75 s_b$	10.3.3
	Minimum flexure reinforcement—steel percentage	$s_{min} = \frac{1.4}{f_y\ (MN/m^2)}$ Uniform thickness: use steel percentage equal to that required for shrinkage and temperature	10.5
	Shrinkage and temperature reinforcement—steel percentage	For $f_y = 275\ MN/m^2$ (40 ksi) or $345\ MN/m^2$ (50 ksi); s_t = (0.002)(gross concrete area) For $f_y = 414\ MN/m^2$ (60 ksi): s_t = (0.0018)(gross concrete area)	7.12
	β factor	$\beta = 0.85$ for $f'_c \le 28\ MN/m^2$ (4000 lb/in.^{2}) and reduces by 0.05 for every 7 MN/m^2 (1000 lb/in.^{2} in excess of 28 MN/m^2). *Minimum value* = 0.65	10.2.7
	Shear reinforcement	Refer to ACI Code	11.11
	Development length, L_d	See Section	12.2
	Reinforcement spacing	Clear distance not less than diameter of bar or 25.4 mm (1 in.)	7.6.1
		Walls and slabs: not to be spaced farther apart than 3 times the wall or slab thickness or 457 mm (18 in.)	7.6.5
	Minimum reinforcement cover	76 mm (3 in.) for concrete cast against and permanently exposed to earth	7.7.1
	Modulus of elasticity of concrete, E_c	*SI system:* $E_c\ (MN/m^2) = (W_c^{1.5})(0.043)\sqrt{f'_c}\ (MN/m^2)$ W_c = density of concrete (for 1440 kg/m^3 to 2480 kg/m^3) $E_c\ (MN/m^2) = 4730\sqrt{f'_c}\ (MN/m^2)$ (for normal weight concrete)	8.5

جدول (٣-١١) قيم مقاومة القص المسموح بها

$\phi = 0.85$	20 (200)	225 (225)	25 (250)	27.5 (275)	30 (300)	32.5 (325)	35 (350)
Wide beam $0.17 \phi \sqrt{f_{cu}}$	0.65	0.685	0.722	0.758	0.79	0.824	0.855
Two-way action $0.34 \phi \sqrt{f_{cu}}$	1.30	1.37	1.445	1.516	1.58	1.648	1.71

جدول (٣-١٠) اعتبارات التصميم بطريقة المقاومة القصوى طبقا للكود ACI

Principles	Design items	Code requirements	Code section
	Shear strength	$v_u = \frac{V_u}{bd}$	
		Wide beam: v_c (MN/m²) $= 0.17\sqrt{f'_c \text{ (MN/m}^2\text{)}}$; v_c (lb/in.²) $= 2\sqrt{f'_c \text{ (lb/in.}^2\text{)}}$	11.3
		Diagonal tension: v_c (MN/m²) $= 0.34\sqrt{f'_c \text{ (MN/m}^2\text{)}}$; v_c (lb/in.²) $= 4\sqrt{f'_c \text{ (lb/in.}^2\text{)}}$	11.11
	Bearing strength	Bearing strength $= 0.85\phi f'_c A_1$, $\phi = 0.7$. *Exceptions:* when supporting surface is wider on all sides than the loaded area, the bearing strength on the loaded area is equal to $0.85\phi f'_c A_1\sqrt{A_2/A_1}$. Limit of $\sqrt{A_2/A_1} \le 2$. A_1 = loaded area; A_2 = area of the portion of the supporting surface that is concentric and geometrically similar to the loaded area	10.15
FOUNDATIONS			
Footings	General considerations	See ACI Code	15
	Maximum moment	See ACI Code	15.4
	Shear	v_c (MN/m²) $= 0.083\left(2 + \frac{4}{\beta_c}\right)\sqrt{f'_c \text{ (MN/m}^2\text{)}} \le 0.34\sqrt{f'_c \text{ (MN/m}^2\text{)}}$; β_c = ratio of long side to short side of concentrated load or reaction area	11.11.2.1, 15.5
	Minimum footing depth	Not less than 152 mm (6 in.) above the bottom of reinforcement for footing on soil. Not less than 305 mm (12 in.) for footing on piles	15.7
	Transfer of force at base of column or reinforced pedestal	Area of reinforcement ≥ 0.005 gross area of supported member	15.8.2.1
	Round columns	Treat as square columns with same area for location of critical sections for moment, shear, and development of reinforcement in footings	15.3
WALLS	General considerations	Refer to ACI Code	14
	Minimum thickness	Not less than $^1/_{25}$ the supported height or length, whichever is shorter; not less than 102 mm (4 in.)	14.5.3.1
		Exterior basement walls and foundation walls not less than 191 mm (7.5 in.)	14.5.3.2
	Grade beam	See ACI Code	14.7
	Reinforcement	Horizontal: $A_s \ge 0.0025A_g$ of wall; Vertical: $A_s \ge 0.0015A_g$ of wall; A_s = area of reinforcement; A_g = gross area of the wall	14.3.3, 14.3.2



شكل (٤-١٠) حالتـا القـص.

ومن هذه المعادلات يمكن تعيين عمق الأساس d بحل معادلة من الدرجة الثانية. وفى حالة الأساس المستطيل يعمل تأكيد على القص الأحادى wide - beam ويؤخذ العمق الأكبر من الحالتين.

٤- حساب عزم الانحناء على المقطع الحرج على وجه العمود M_u وكذلك حساب a حيث :

$M_u = \phi A_s f_y (d - a/2)$

ويعوض عن As بدلالة a من $A_s = 0.85\ a\ f_{cu}$

فتنتج معادلة من الدرجة الثانية فى a وبالراجع يمكن تعيين As والتى يجب ألا تتعدى النسبة الأدنى المسموح بها وهى 0.0018 bd . كما يجب ألا تزيد عن النسبة القصوى المسموح بها والمبينة فى جدول (٤-١٢).

جدول (٤-١٢) نسبة الحديد القصوى المسموح بها

f_{cu}, MP_a	f_y, MP_a		
	275	345	400
21	0.028	0.021	0.016
24	0.032	0.024	0.019
28	0.037	0.028	0.021
35	0.044	0.032	0.025

٥- عمل تأكيد على طول التماسك والتى يجب ألا تقل عن ٣٠ سم بأى حال.

٦- عمل تأكيد على مقاومة التحميل (الارتكاز) وحساب الأشاير. وإذا كانت مقاومة التحميل أقل من المسموح به (والمحسوب من المعادلة الخاصة بذلك) تستخدم أقل نسبة أشاير وهى 0.005 Ac أما إذا زادت مقاومة التحميل عن المسموح به فتحسب الأشاير من الفرق بين المقاومة الفعلية والمقاومة المسموح بها للتحميل مضروبا فى مساحة العمود، ثم يقسم الناتج على f_y فنحصل على مساحة الأشاير المطلوبة للتحميل. أى أنه فى هذه الحالة.

مساحة حديد الأشاير = $\frac{1}{f_y}$ (مقاومة التحميل الفعلية - مقاومة التحميل المسموح بها)

٧- تبين نتائج التصميم تفصيلا على الرسومات بقطاعات مختلفة.

Example (4-3):

Figure (4-11) shows a square column foundation with the following conditions :

Live load = 450 kN, Dead load = 350 kN

Allowable gross soil-bearing capacity q_{all} = 152.5 kN/m²

Column size = 0.5 x 0.5 m

f_c = 22.5 MN/m² (225 kg/cm²), fy = 240 MN/m² (2400 kg/cm²).

Design the foundation according to ultimate strength design (USL)

Solution:

Let the average unit weight of concrete and soil above foundation level be 22 kN/m²

$q_{net\,all} = q_{all} - \gamma_a D_f$ = 152.5 - 1.25 x 22 = 125 kN/m²

$$A = B^2 = \frac{D+L}{q_{net}all} = \frac{350+450}{125}$$

Use a foundation with dimension of 2.6 x 2.6 m

The factored load U = 1.4 D + 1.6 L (ECOP)

= 1.4 x 350 + 1.6 x 450 = 1210 kN

q = U/A = 1210 / 2.6 x 2.6 = 179 kN/m² = 0.179 MN/m²

Punching (two-way action shear):

$$V_c = 0.85\ (0.34)\ \sqrt{f_c}$$

$$= 0.85 \times 0.34\ \sqrt{22.5} = 1.37\ \text{MN/m}^2$$

for square footing

$$d_2\ (V_c + \frac{q}{4}) + d\ (V_c + \frac{q}{2})\ b = (A_f - A_c)\ \frac{q}{4}$$

$$d^2\ (1.37 + \frac{0.179}{4}) + d\ (1.37 + \frac{0.179}{2})\ 0.5 = (2.6 \times 2.6 - 0.5 \times 0.5)\ \frac{0.179}{4}$$

$1.41\ d^2 + 0.73\ d - 0.29 = 0$

$d^2 + 0.52\ d = 0.206$

completing the square

$(d + 0.26)^2 = 0.206 + 0.26^2 = 0.2736$

$d + 0.26 = \pm \sqrt{0.2736}$

$\therefore$ $d = \pm 0.523 - 0.26$

$= 0.263$ m

Not necessary to check wide-beam shear :

The approximate footing depth is :

$d^2 + bd = B^2\ q/4\ V_c$

$$d^2 + 0.5\ d = \frac{2.6^2 \times 0.179}{4 \times 1.37} = 0.221$$

Completing the square :

$(d + 0.25)^2 = 0.221 + 0.25^2 = 0.284$

$\therefore$ d = 0.283 m

take t = 0.50 m and d = 0.43 m

$$c = \frac{2.6 - 0.5}{2} = 1.05 \text{ m}$$

$$Mu = q\,B\,C2/2 = 179 \times 2.6 \times 1.052/2$$
$$= 256.6 \text{ kN.m}$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f_{cu} \dot{B}}$$

$A_s = 0.85\, a\, f_{cu}\, B/f_y = 0.85 \times 22.5 \times 2.6\, a /240 = 0.207a$

$Mu = \phi\, A_s\, f_y\, (d - a/2)$

with $\phi = 0.9$ and $A_s = 0.207\, a$

$\therefore\ M_u = 0.9 \times 0.207\, a \times 240000\, (0.43 - a/2)$

$256.6 = 19226.2a - 22356\, a^2$

$a^2 - 0.86\, a + 0.0115 = 0$

$$a = \frac{0.86 \pm \sqrt{(0.86)^2 - 4 x 0.0115}}{2}$$

$a = 0.0136$

$A_s = 0.207 \times 0.0136 = 0.0028 \text{ m}^2 = 28 \text{ cm}^2$

Check percent steel :

$$\mu = \frac{A_s}{Bd} = \frac{0.0028}{2.6 x 043} = 0.0025$$

$> \mu$ **min = 0.0018 (ACI code)**

use 14 ϕ 16 in each side

طول الرباط

check development length :

$$L_d = 0.019\, Ab \frac{f_y}{\sqrt{f_c}} = 0.019 \times 201 \times \frac{240}{\sqrt{22.5}} = 193.2 \text{ mn}$$

also $L_d \geq 0.05\, d\, bfy = 0.058 \times 16 \times 240 = 222.7\text{mn}$

So $L_{dmin} = 300\text{mm}$ controls

Actual $L_d = C - \text{over} = 105 - 0.075 = 0.975\text{m} > 300 \text{ mm}$

Check for bearing strength and dowels :

$$\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = \sqrt{\frac{(0.5 + 4 x 0.43)^2}{0.5 x 0.5}} = 2.9$$

So use $\sqrt{A_2 / A_1} = 2$ and $\phi = 0.7$.

The design bearing strength $= 0.85\, \phi\, f_c\, A_1 \sqrt{A_2 / A_1}$

$= 0.85 \times 0.7 \times 22.5 \times 0.5 \times 0.5 \sqrt{2}$

$= 4.733 \text{ MN} = 4733 \text{ kN}$

The factored column load $u = 1210 \text{ kN} < 4733 \text{ kN}$

So. a minimum area of dowels should be provided a cross the interface of the column and foundation. Minimum area of steel

$$= 0.005 \text{ (area of column)} = 0.005 \times 40 \times 40$$
$$= 8 \text{ cm use } 4\ \phi\ 16 \text{ as dowels}$$

The final design section is shown in Fig. (4-11).

Example (4-4):

Redesign the footing given in example (4-3) using 40 cm plain concrete.

Solution :

$$q_{net\ all} = q_{all} - \gamma_s D_f = 152.5 - 1.25 \times 22 = 125 \text{ kN/m}^2$$

$$A_{pc} = \frac{350 + 450}{125} = 6.4 \text{m}^2$$

Take plain concrete 2.6 x 2.6 m and $C_{pc} = 0.4$

$B_{RC} = 2.6 - 2 \times 0.4 = 1.8$ m

Use RC footing 1.8 x 1.8 m

The factored load. $U = 1.4\,D + 1.6\,L$

$$= 1.4 \times 350 + 1.6 \times 450 = 120 \text{ kN}$$

$$q = \frac{U}{A_{RC}} = \frac{1210}{1.8 \times 1.8} = 373.5 \text{ kN/m}^2 = 0.3735 \text{ MN/n}$$

Punshing (two-way action shear)

$$V_c = 0.85\,(0.34)\sqrt{f_c}$$
$$= 0.85 \times 0.34\sqrt{22.5} = 1.37 \text{ MN/m}^2$$

For square footing :

$$d^2\left(V_c + \frac{q}{4}\right) + d\left(V_c + \frac{q}{2}\right)b = (A_f - A_c)\frac{q}{4}$$

$$d^2\left(1.37 + \frac{0.3735}{4}\right) + d\left(1.37 + \frac{0.3735}{2}\right)0.5 = (1.8 \times 1.8 - 0.5 \times 0.5)\frac{0.3735}{4}$$

$$1.46\,d^2 + 0.78\,d = 0.28$$

$$d^2 + 0.5\,d = \frac{1.8^2 \times 0.3735}{4 \times 1.37} = 0.221$$

$$\therefore d = 0.283 \text{ m}$$

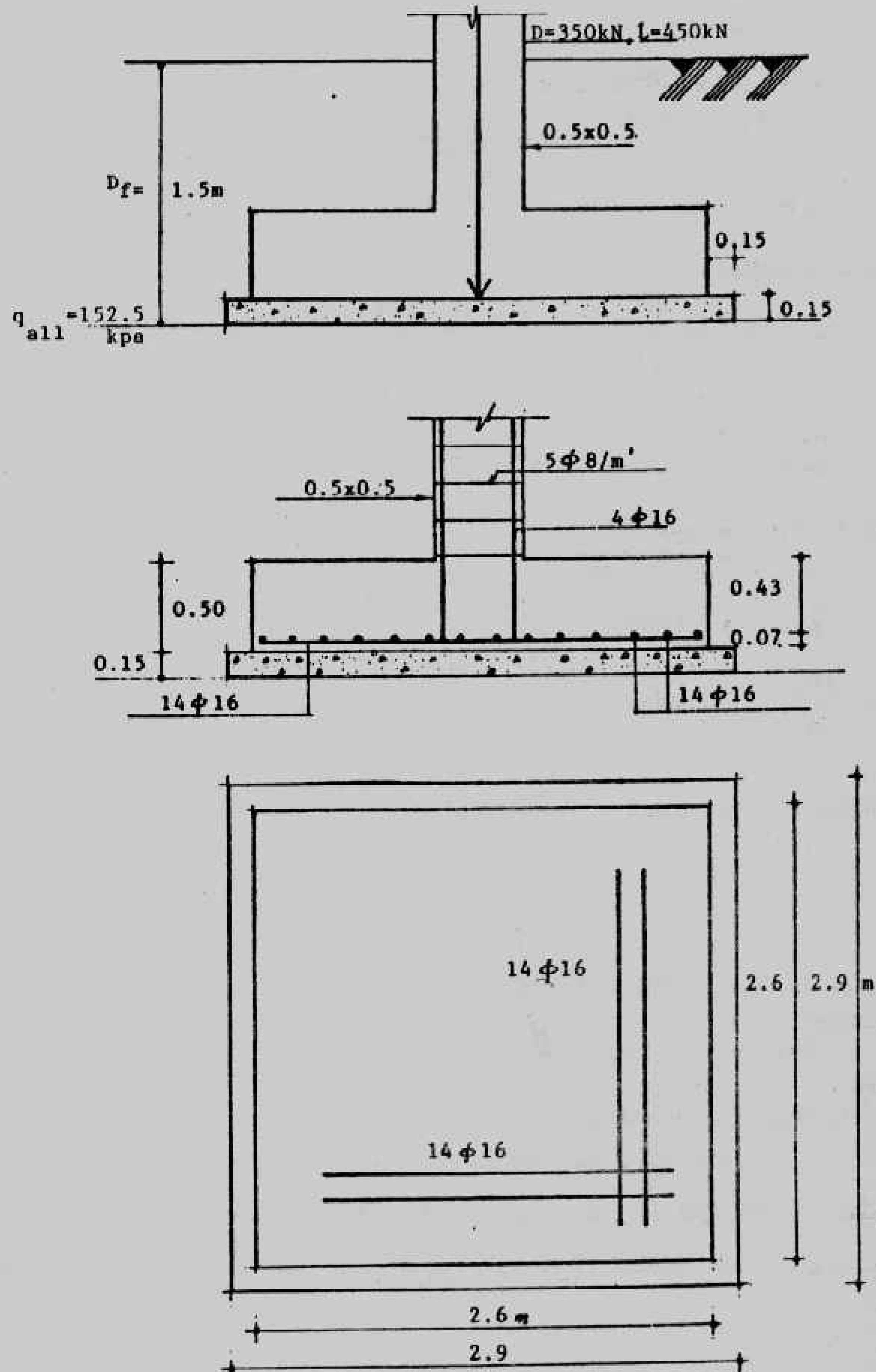
If we take $t = 0.5$ m and $d = 0.43$

$$c = \frac{1.8 - 0.5}{2} = 0.875 \text{ m}$$

$M_u = q\,BC^2/2 - 373.5 \times 1.8 \times 0.875^2/2 = 257.4$ kN.m

$A_s = 0.85\,a\,f_c.\,B/f_y = 0.85 \times 22.5 \times 1.8\,a/240 = 0.143\,a$

$M_u = \phi\,A_s\,f_y\,(d - a/2)$



شكل (٤-١١) مثال (٤-٣)

with $\phi = 0.9$ and $A_s = 0.143a$

$$M_u = 0.9 \times 0.143a \times 240000\,(0.43 - a/2) = 257.4$$

$$15444\,a^2 - 13281.8a + 257.4 = 0$$

Solution of this equation gives :

$$a = 0.0199$$

$$A_s = 0.143 \times 0.0199 = 0.0028\ m^2 = 28\ cm^2$$

$$\mu = \frac{A_s}{Bd} = \frac{0.0028}{1.8 \times 0.43} = 0.0036 > \mu_{min} = 0.0018$$

use 14 ϕ 16 in each side

Check development length :

$$L_d = 0.019\,A_b\,\frac{f_y}{\sqrt{f_c}} = 0.019 \times 201 \times \frac{240}{\sqrt{225}} = 193.2\ mm$$

also $L_d \geq 0.058\,d_b f_y = 0.058 \times 16 \times 240 = 222.7\ mm$

So $L_{dmin} = 300$ mm controls

Actual L_d = c-cover = 0.875 - 0.075 = 0.8 m > 300 mm

Check for bearing capacity :

$$\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = \sqrt{\frac{(0.5 + x\,0.43)}{0.5 \times 0.5}} = 2.93$$

So use $\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = 2$ and $\phi = 0.7$

The design bearing strength $= 0.85\,\phi\,f_c\,A_1\sqrt{\frac{A_2}{A_1}}$

$= 0.85 \times 0.7 \times 22.5 \times 0.5 \times 0.5\,\sqrt{2}$

= 4.733 MN = 4733 kN

> U = 1210 kN o.k.

So, a minimum area of dowels should be provided across the interface of the column and foundation :

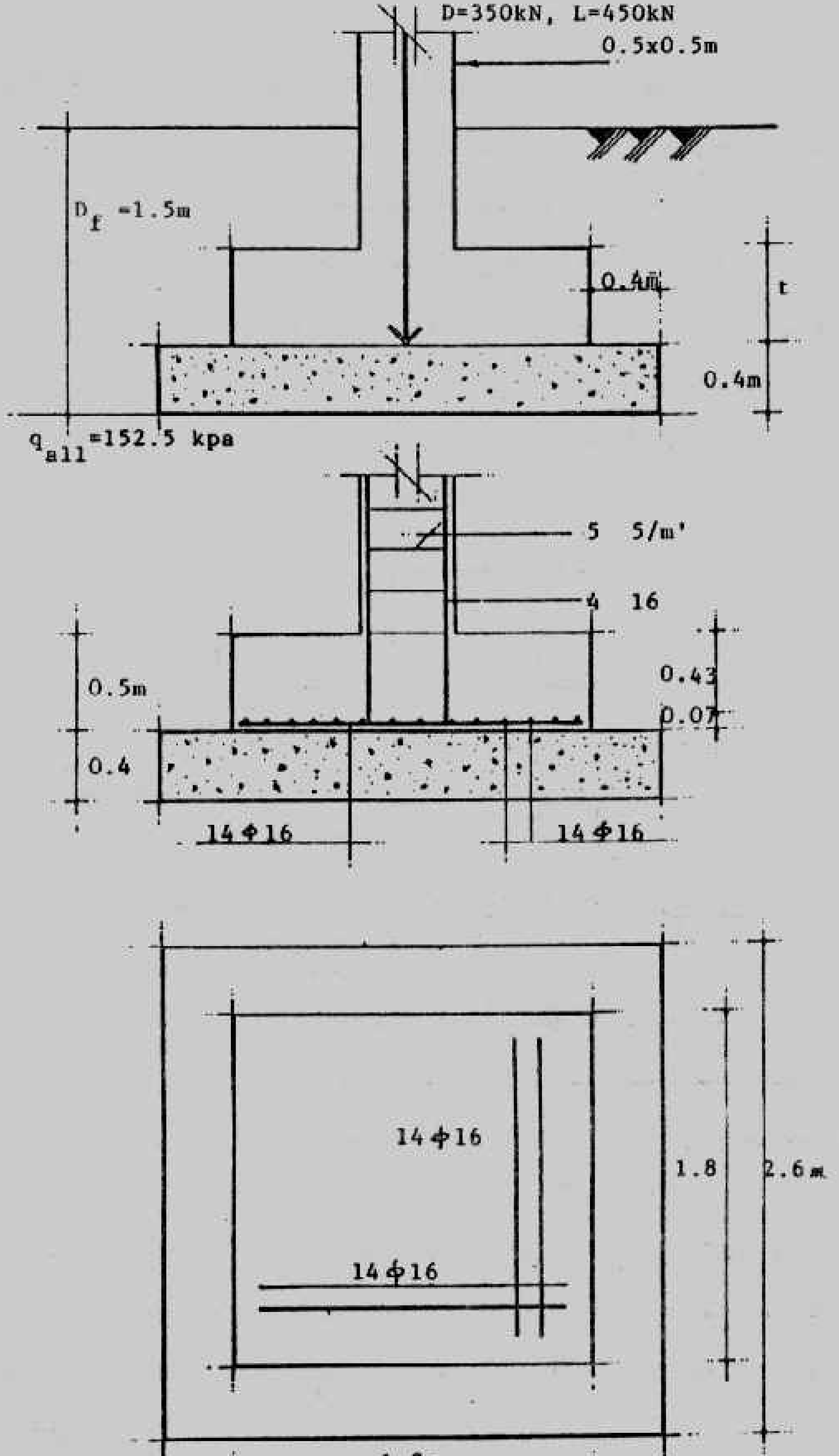
Minimum area of steel = 0.005 A1 = 0.005 x 40 x 40 = 8 cm

So, use 4 ϕ 16 as a dowels.

The final design section is shown in Fig. (4-12).

ملحوظة : قطر حديد الأشاير dowels يجب ألا يقل عن قطر حديد تسليح العمود.

• ومن خلال الأمثلة السابقة وبمقارنة نتائج الحلول فى طريقتى اجهادات التشغيل و المقاومة القصوى يجب ملاحظة أن حديد التسليح المستخدم فى طريقة المقاومة القصوى غالبا يكون



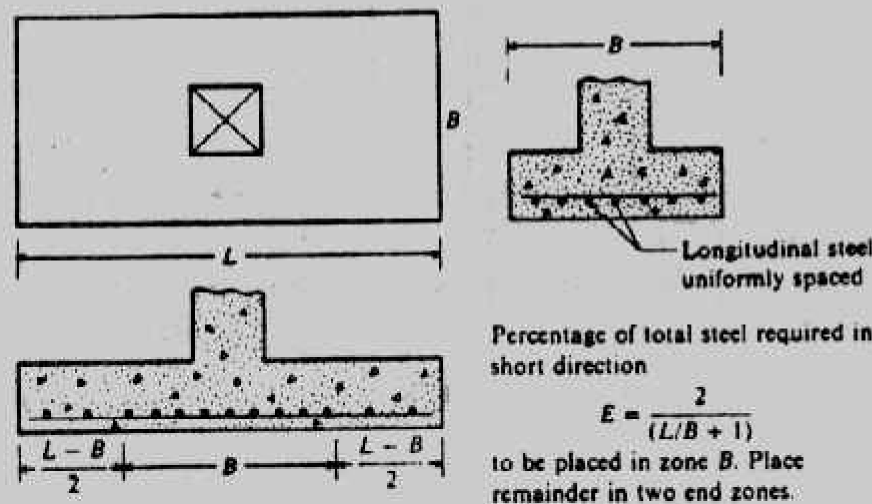
شكل (٤-١٢) مثال (٤-٤)

حديد عالى المقاومة والمفروض فى هذه الطريقة (طريقة المقاومة القصوى) أن ينتج من التصميم تخانات للأساس أقل وكمية أكبر من حديد التسليح.

تصميم القواعد المستطيلة Design of Rectangular Footings :

تستخدم القواعد المستطيلة فى الحالات الاضطرارية التى لا يصلح معها استخدام القواعد المربعة بسبب تقارب المسافات بين الأعمدة وتداخل القواعد المربعة معا. كما تستخدم القواعد المستطيلة للأعمدة المعرضة لعزوم انحناء حيث تكون هى الأكثر اقتصادا.

ومع تشابه خطوات تصميم القواعد المستطيلة مع القواعد المربعة إلا أن الحديد الطولى قد يختلف عن الحديد العرضى. ونظرا لأن المنطقة من الأساس المحيطة بالعمود فى مساحة B x B تكون أكثر تأثيرا فى مقاومة عزم الانحناء فإن الحديد العرضى تركز منه نسبة معينة ومحددة فى مسافة B أسفل العمود كما هو مبين فى شكل (٤-١٣).



شكل (٤-١٣) تركيز الحديد فى القواعد المستطيلة

وعند استخدام طريقة المرونة (اجهاد التشغيل) فإن خطوات التصميم للقواعد المستطيلة تتشابه مع القواعد المربعة إلا أن الخطوات تتكرر للاتجاهين الطولى والعرضى عند حساب العزوم وحديد التسليح والتماسك ويحسب العمق من العزم الأكبر تأثيرا.

وعند استخدام طريقة الحدود القصوى فإن خطوات التصميم تتشابه أيضا مع القواعد المربعة حيث يكون القص هو المتحكم فى العمق ما عدا فى حالات القواعد المستطيلة المعرضة لعزوم أو التى يكون فيها L/B أكبر كثيرا من ١ فإن القص الأحادى wide-beam يكون هو الأكثر تأثيرا فى العمق.

Example (4-5) :

Design a rectangular footing to support a square column 40 x 60 cm reinforced by 8 ϕ 19 mm carries a load of 100 t. The net allowable bearing pressure on the soil is 1.5 kg/cm^2. Assume f_c = 60 kg/cm^2, f_s = 1400 kg/cm^2, $q_s = 7\ kg/cm^2$, $q_p = 10\ kg/cm^2$, use working stress method. Plain concrete is taken 40 cm, depth of foundation 2.0 m.

Solution :

$A_{pc} = 100 / 15 = 6.67\ m^2$

take plain concrete 2.3 x 3 m and C_{pc} = 40 cm

Use RC footing 1.5 x 2.2 m

Stress between plain and reinforced concrete is $q = \dfrac{100}{1.5 x 2.2} = 30.3 < 50\ t/m_2$

وعلى اعتبار أن المقطع الحرج للقص الثاقب يكون حول العمود فإن :

$$d_p = \frac{P - A_{c}.q}{b_o \times q_p} = \frac{100 - 0.4 \times 0.6 \times 30.3}{2(0.4 + 0.6) \times 100} = 0.46\ m^2$$

وبحساب العزوم عند المقاطع الحرجة فى الاتجاهين

$M_x = 30.3 \times 2.2 \times 0.552/2 = 10.08\ mt = 4.58\ mt/m'$

$M_y = 30.3 \times 1.5 \times 0.82/2 = 14.54\ mt = 9.69\ mt/m'$

$$d_m = 0.313 \sqrt{\frac{0.69 \times 100000}{100}} = 30.81\ cm$$

$$\text{and } d_m = 0.313 \sqrt{\frac{14.54 x 100000}{(40+20)}} = 48.72\ cm$$

as L > B it is preferable to compute the depth required for shear

$$d_{sh} = \frac{Q_{sh}}{b \times q_{sh}}$$

$$d_{sh} = \frac{(0.80 - d_{sh}) \times 1 \times 30.3}{1 \times 70} \qquad \therefore d_s = 0.24\ m$$

take d = 53 cm and $\qquad$ t = 53 + 7 = 60 cm

steel in long direction.

$$A_S = \frac{M_y}{k_2 d} = \frac{14.54 \times 10^5}{1217 \times 53} = 22.5\ cm^2 \qquad \text{take } 12\ \phi\ 16\ (24.12\ cm^2)$$

$$\text{percentage of steel } \mu = \frac{24.12}{150 \times 53} = 0.003 > 0.002$$

Check bond stresses : $Q_b = 30.3 \times 0.8 \times 1.5 = 36.36\ t/m^2$.

$$q_b = \frac{Q_b}{0.87 \times d\ \Sigma o}$$

$$= \frac{36.36 x 1000}{0.87 x 54 x 12\pi\ x 16} = 12.82\ kg/cm^2 > 12 kg/cm^2$$

increase the reinforcement to 14 ϕ 16 by U-shape.

$$q_b = \frac{36.36 x 1000}{0.87 x 54 x 12\pi\ x 16} = 10.99\ kg/cm^2$$

Anchorage length $d_d = \frac{A_s f_s}{\rho\, q_b} = \frac{2.01 \times 1400}{\pi \times 1.6 \times 11} = 50.9\ cm < 80\ cm.$

Steel in short direction :

$$A_s = \frac{M_X}{k_2 d} = \frac{10.08 x 10^5}{1217\,(54-1.6)} = 15.81\ cm^2$$

minimum $A_s = 0.002 \times 54 \times 2.20 = 23.76\ cm^2$

$$E = \frac{2}{(2.2/1.5+1)} = 0.81$$

Area of steel in central zone of width B = 0.81 x 23.76

= 19.25 cm^2

Use 10 ϕ 16 in 1.5 m middle zone.
Use 2 ϕ 16 in each 0.35m end zone.

Check bond stresses :

$Q = 30.3 \times 0.55 \times 2.2 = 36.66\ t$

$$q_b = \frac{36.66 x 1000}{0.87 x 52.6 x 14\pi\ x 1.6}$$

use 14 ϕ 16 in U-shape

Anchorage length $d_d = \frac{A_s f_s}{\rho\, q_b} = \frac{2.01 x 1400}{0.87 x 52.6 x 14\pi\ 1.6} = 50.9\ cm < 55\ cm$

Details of the footing are shown in Fig. (4 -15).

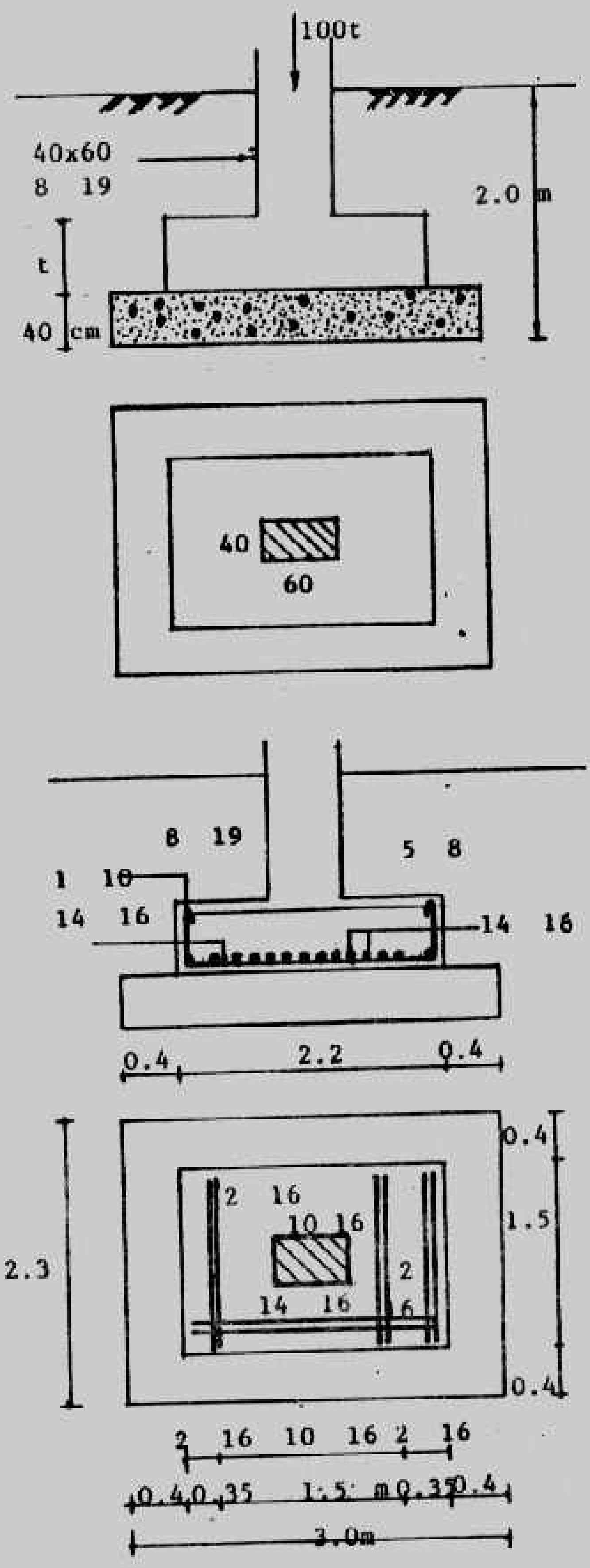
Example : (4 -6):

Design a rectangular reinforced concrete footing for the following :
D = 1100 kN, L = 1000 kN at foundation level at 2m
footing : B = 2.2m, q_a = 240 kPa, f_c = 21 Mpa, f_y = 400 Mpa

Solution :

P = 1100 + 1000 = 2100 kN

$$A = \frac{2100}{240} = 8.75\ m^2$$



شكل (٤-١٥) مثال (٤-٥) تفاصيل الخرسانة والحديد

$$L = A/B = \frac{8.75}{2.2} = 3.98m$$

Use L = 4.0 m

$$U = 1.4 \times 1100 + 1.7 \times 1000$$ (ACI code)

$$= 1540 + 1700 = 3240 \text{ kN}$$

$$q = \frac{3240}{2.2 \times 4} = 368.2 \text{ kPa}$$

Depth for shear (wide-beam action)

$V_c = 0.17\, \phi \sqrt{f_c} = 0.17 \times 0.85 \sqrt{21} = 0.65$ MP a

$\Sigma F = 0$ on a 1 m wide section on right end of footing

gives : $d\,(1.0)\,V_c - \left(\frac{4.0-0.45}{2} - d\right) q = o$

$$0.65\,d + 0.368\,d = 0.654$$

$$1.018\,d = 0.654$$

$$d = 0.642 \text{ m} \qquad \text{taken } 0.65$$

Use this value of d to check the two-way action :

Perimeter of two-way action block = (0.45 + 0.65) 4 = 4.4 m

$$P_s = \text{Perimeter} \times d \times V_c = 4.4\,(0.65) \times 0.34 \times 0.85 \sqrt{21}$$

$$= 3788 \text{ kN} > 3291.4 \text{ kN}$$

$$C_1 = \frac{4.0-0.45}{2} = 1.775 \text{ m}$$

$$M_u = M_u = qC_1^2 / 2 = \frac{368.2 \times 1.775}{2} = 580.03 \text{ kN.m}$$

$$a = \frac{A_s A_y}{0.85 f_c B} = \frac{400 A_s}{0.85 \times 21 \times 1} = 22.41 A_s$$

$$M_u = \phi A_s f_y (d - a/2)$$

$$\frac{580.03}{1000} = 0.9 A_s \times 400 \left(0.65 - \frac{22.41}{2} A_s\right)$$

Cleaning up, we oftain

$$A_s^2 - 0.058 A_s + 0.0014 = 0$$

$$A_s = 0.0025 \ m^2/m'$$

Check percent steel : $\mu = \frac{0.0025}{1 \times 0.65} = 0.0038 > 0.0018 < 0.016$

total steel $A_s = 0.0025 \times 2.2 = 0.0055 \text{ m}^2 = 55\text{cm}^2$

Use 20 ϕ 19 as a longitudenal reinforcements.

Check development length :

$$L_d = 0.019 A_b f_y / \sqrt{f_c} = 0.019 \times 284 \times 400 / \sqrt{21} = 471 \text{ mm}$$

also $\quad L_d \geq 0.058\, d_b f_y \qquad = 0.058 \times 19 \times 400 = 440.8\text{mm}$

L_d actual = C-cover = 1775 - 75 = 1700 mm > 471 mm

Short direction :

Assuming short bars also ϕ 19 mm

$d' = 0.65 - 0.019 = 0.631$ m

$$C_2 = \frac{2.2 - 0.45}{2} = 0.875 \text{ m}$$

$$M_u = \frac{368.2 \times 0.875^2}{2} = 140.95 \text{ kN.m}$$

a = same as before = 22.41 A_s

$M_u = \phi A_s f_y (d - a/2)$

$$0.14095 = 0.9 A_s \times 400 (0.631 - \frac{22.41}{2} A_s)$$

$$A_s^2 - 0.0563 A_s + 0.000035 = 0$$

$A_s = 0.00063$ m^2/m of width

Check percent steel : $\mu = \dfrac{0.00063}{1 \times 0.631} = 0.000998 < 0.0018$

A_s required = 0.0018 x 1 x 0.631 = 0.0011 m^2/m

A_s total = 0.0011 x 4.0 = 0.0044 m^2 = 44 cm^2

use 16 ϕ 19 or 24 ϕ 16

This reinforcement may be distributed by :

In the central zone of 2.2m = $A_s \times \dfrac{2}{S+1} = A_s \times (2/\dfrac{4}{2.2} + 1) \approx 17 \phi 16$ and in each out side zone of 0.9 m $\approx$ 4 ϕ 16

it is not necessary to check L_d.

Check bearing and design dowels :

$A_1 = 0.45 \times 0.45 = 0.2025$ m^2

$A_2 = (0.45 + 4 \times 0.65)^2 = 9.30$ m^2

$$\sqrt{A_2 / A_1} = \sqrt{\frac{9.30}{0.2025}} = 6.8 >> 2$$

so use $\sqrt{A_2 / A_1} = 2$ and $\phi = 0.7$

design bearing strength $= 0.85 \phi f_c A1 \sqrt{A_2 / A_1}$

$= 0.85 \times 0.7 \times 21 \times 0.2025 \times 2$

$= 5.06$ MN = 5060 kN

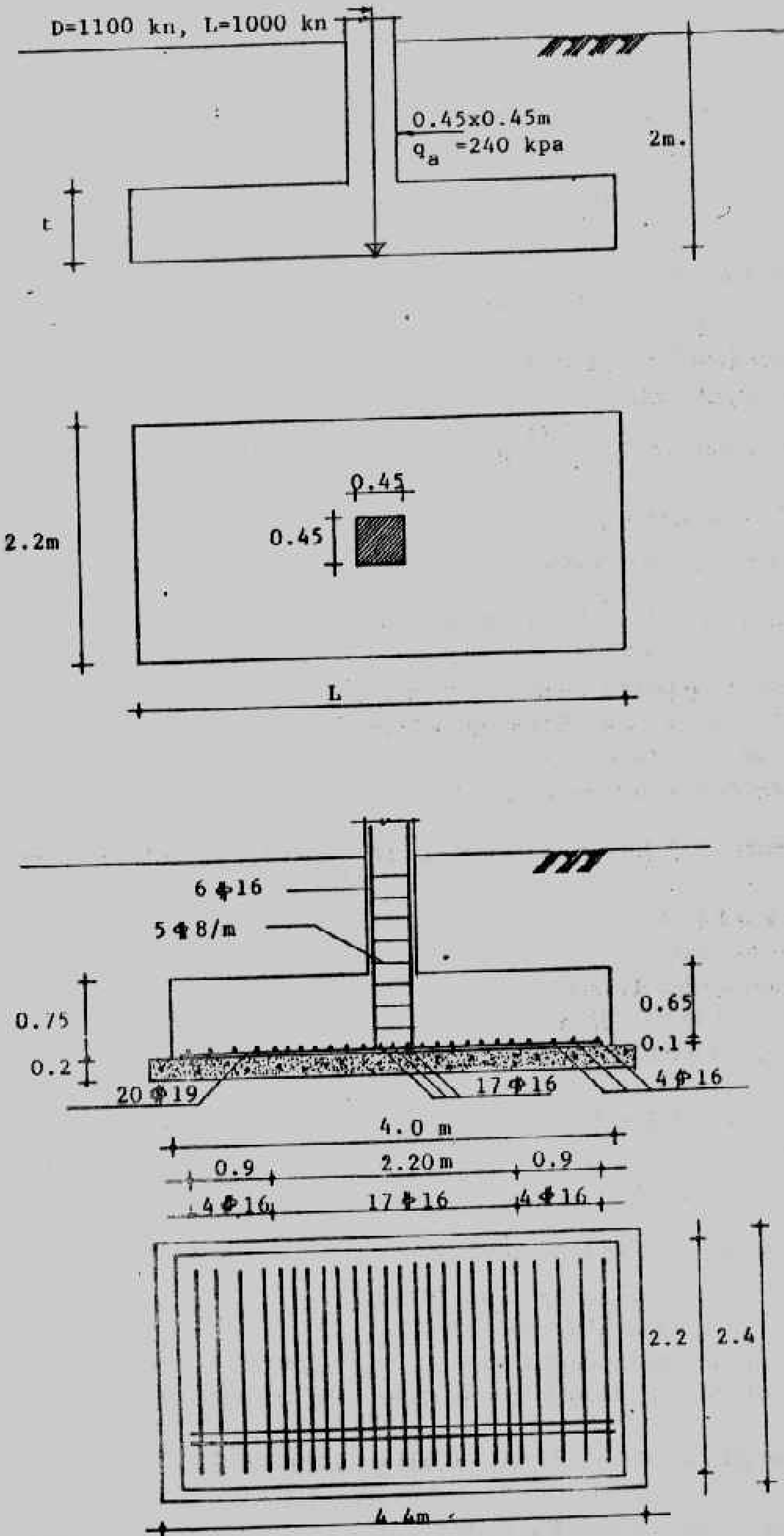
The factored column load U = 3240 kN < 5060 kN

minimum area of dowels should be used across the interface of the column and foundation:

Minimum area of steel = 0.005 A_1 = 0.005 x 0.2025 = 10.1

so, use 6 ϕ 16

The final design section is shown in Fig. (4-16).



شكل (٤-١٦) مثال (٤-٦) تفاصيل الخرسانة والحديد

القواعد المعرضة لعزم انحناء Footing Subjected to Moment :

القواعد تنقل الأحمال المحورية للتربة وإضافة لذلك فإنها قد تتعرض لعزوم انحناء حول محور أو محورين. ومن أمثلة هذه القواعد : قواعد الكبارى والحوائط الساندة وقواعد الإطارات والمبانى العالية ... وغيرها. وينتج عن الأحمال والعزوم - المعرضة لها القواعد - اجهادا على التربة خطى غير منتظم التوزيع. ويجب ألا يتخطى هذا الاجهاد الجهد المسموح به للتربة. وحينما يتعرض الأساس لحمل غير مركزى أو عزم حول أحد محاوره فإنه يمكن حساب توزيع ضغط التماس أسفله من حساب الإنشاءات شكل (٤-١٧). وعندما تقع محصلة الأحمال فى الثلث الأوسط من القاعدة فإنه توزيع الإجهاد أسفل الأساس يأخذ شكل شبه منحرف ويحسب من:

$$q_{\frac{1}{2}} = \frac{P}{BL}\left(1 \pm \frac{6e}{L}\right) \qquad (4\text{-}45)$$

$$e = \frac{M}{P}$$

وحينما تقع محصلة الأحمال على حدود الثلث الأوسط تماما حيث $e = L/6$ فإن توزيع الإجهاد أسفل الأساس يأخذ شكل مثلث حيث :

$$q_1 = \frac{2P}{BL},\ q_2 = 0 \qquad (4\text{-}46)$$

وحينما تقع محصلة الأحمال خارج الثلث الأوسط للقاعدة فإن توزيع الإجهاد أسفل الأساس سوف يكون من جزئين : شد وآخر ضغط وحيث أن التربة لا تتحمل الشد فإن القاعدة سوف تتعرض لإجهادات الضغط فى جزء منها وتحسب من :

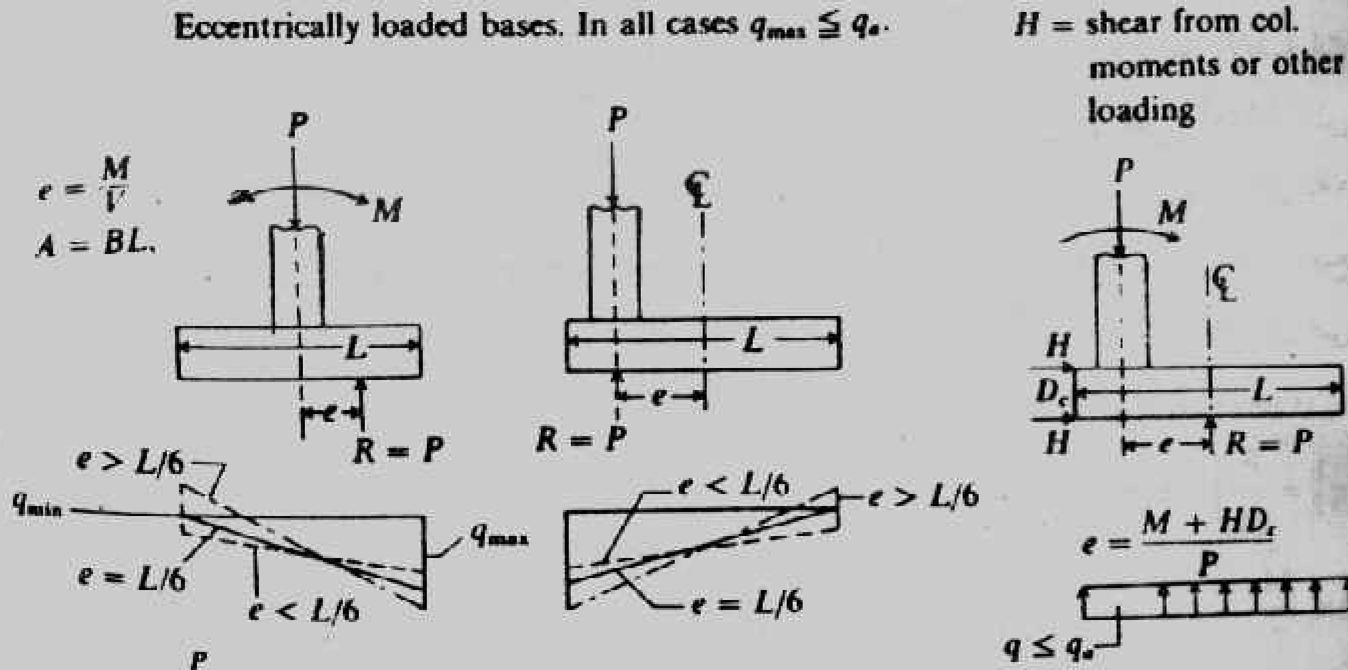
$$q_1 = \frac{2P}{3B(L/2 - e)} \qquad (4\text{-}47)$$

وحينما تتعرض القاعدة لعزم انحناء على محورين فيها فإن الإجهاد أسفلها يحسب من المعادلة العامة للإجهادات :

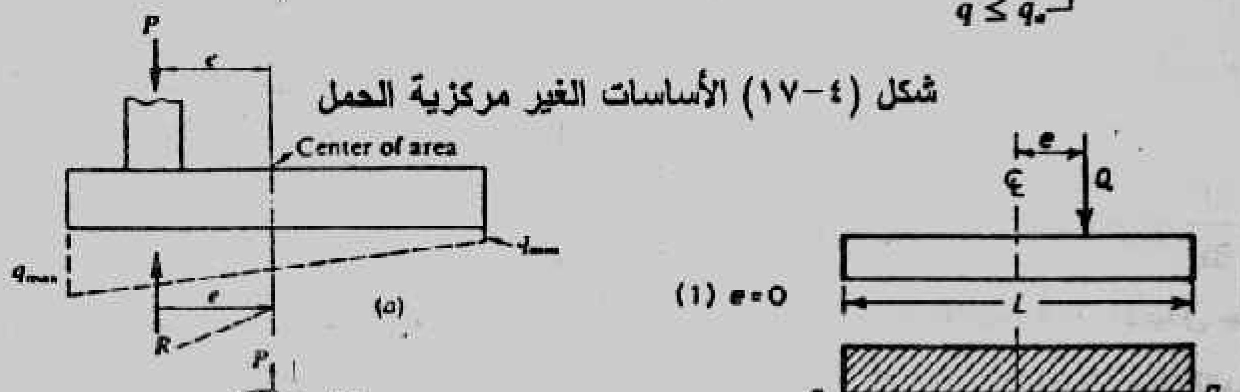
$$q_{\frac{1}{2}} = \frac{P}{A} \pm \frac{M_x \cdot y}{I_x} \pm \frac{M_y \cdot x}{I_y} \qquad (4\text{-}48)$$

وسوف نقدم أمثلة على نوعين من القواعد المعرضة لعزم الانحناء. النوع الأول للقواعد المعرضة لعزم انحناء متعاكس أى يغير اتجاهه حسب التحميل ولهذا النوع يفترض أن العزم فى اتجاه واحد فقط ينتج عنه اجهاد شبه منحرف أسفل القاعدة ويتم التصميم على ذلك للجانب الحرج ثم تطبق نتائج التصميم على الجانب الآخر عندما يغير العزم اتجاهه للعكس. والنوع الثانى للقواعد المعرضة لعزم دائم الاتجاه (أى اتجاه واحد فقط) ولهذا النوع نجعل محصلة

الأحمال فى مركز ثقل الأساس وهذا يجعل العمود مرحلا عن مركز الأســاس. وفـى هذه الحالـة يتعرض الأساس لاجهاد منتظم بسبب تواجد محصلة الأحمال فى مركز ثقل الأساس.



شكل (٤-١٧) الأساسات الغير مركزية الحمل



شكل (٤-١٨) الإجهادات أسفل القواعد الغير مركزية التحميل

Example (4-7):

Design a reinforced concrete footing for a column 30 x 60 cm carrying a load of 80 t and reversible bending moment of 24 mt. The net allowable soil pressure is 1.2 kg/cm^2. Take :

$f_c = 55\ kg/cm^2\ (f_{cu} = 250\ kg/cm^2)$, $f_s = 1400\ kg/cm^2$, $q_s = 9\ kg/cm^2$

$q_p = 9 kg/cm^2$ (use working stress method).

Solution :

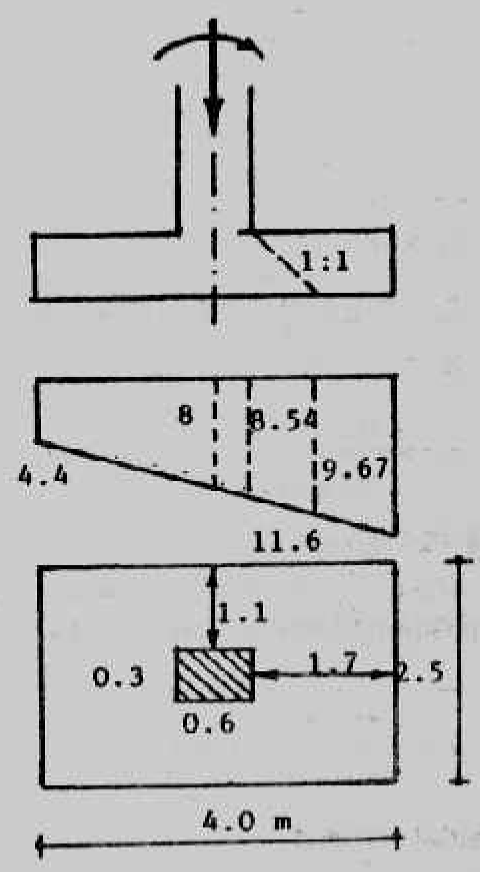
$e = M/P = 24/80 = 0.3$ m

$$q_{1,2} = \frac{P}{BL}(1 \pm \frac{6e}{L})$$

$$q_{max} = \frac{P}{BL}(1 \pm \frac{6e}{L})$$

$$12 = \frac{80}{BL}\ (1 \pm \frac{6 \times 0.3}{L})$$

$$B = 6.67\ (1 \pm \frac{L \times 1.8}{L^2})$$



شكل (٤-١٩) مثـــال (٤-٧) أبعـــاد

By trail and error :

L	B	L.B
2	6.34	12.68
2.5	4.59	11/48
3	3.56	10.68
3.5	2.89	10.12
4	2.42	9.68
4.5	2.08	9.36
5	1.81	9.05

Take 4 x 2.5m

$$q_1 = \frac{80}{4 x 2.5}\left(1+\frac{6.03}{4}\right) = 11.6\ t/m^2$$

$$q_2 = \frac{80}{4 x 2.5}\left(1-\frac{6.03}{4}\right) = 4.4\ t/m^2$$

q at any distanse x from maximum pressure is given by :

q = 11.6 - 1.8 (x)

q at the centre of column = 11.6 - 1.8 x 2 = 8 t/m^2

q at the face of column = 11.6 - 1.8 x 1.7 = 8.54 t/m^2

$$dp = \frac{P - A_C q}{b_o\ q_o} = \frac{80-0.3 x 0.6 x 8.54}{2(0.6+0.3) x 100} = 0.436 m$$

Long direction :

$$M_{max} = 8.54 \times 2.5 \times 107^2/2 + (11.6 - 8.54) \times 2.5 \times \frac{1.07}{2} x \frac{2}{3} \times 1.7$$

$$= 30.85 + 7.37 = 38.22\ mt$$

$$d_m = k_1\ \sqrt{M/b}\ = 0.334\ \sqrt{38.22\ x\ 10^5\ /\ 250} = 41.3\ cm$$

If we take b = bc + 20 = 30 + 20 = 50 cm

$$d_m = 0.334\ \sqrt{38.22 x 10^5\ /\ 250} = 92.3\ cm$$

take t = 70 cm and d = 63 cm

$$A_s = \frac{38.22 x 10^5}{63 x 1227} = 49.44\ cm^2$$

take 18 ϕ 19 L-shape.

Since the moment is reversed the area of steel is placed in both direction, so 18 ϕ 19 or run through out the length of the footing.

$$\mu = \frac{49.44}{250 x 63} = 0.0031 > 0.002$$

Check bond stresses

Q at the face of column $= 8.54 \times 2.5 \times 1.7 + (11.6 - 8.54) \times 2.5 \times \frac{1.7}{2}$

$= 36.3 + 6.5 = 42.8\ t$

$$q_b = \frac{42.8 x 10^3}{0.87 x 63 x\ 18\ \pi\ x 1.9} = 7.27\ kg/cm^2$$

Check shear

Critical section of shear at x = 1.7 - 0.63 = 1.07 m

q at critical section of shear = 11.6 - 1.8 x 1.07 = 9.67 t/m

$$Q_{sh} = 9.67 \times 2.5 \times 1.07 + (11.6 - 9.67) \times 1.07 \times 2.5 \times \frac{1}{2}$$

$$q_{sh} = \frac{28.45 x 10^3}{250 x 63} = 1.81 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Anchorage length } d_d = \frac{A_s f_s}{\rho\, q_b} = \frac{2.835 x 1400}{5.98 x 10} = 66.4 \text{ cm} < 1.7 \text{ m}$$

$$M = \left(\frac{19.36 x 10^5}{1227 x 63}\right) = 25.04 \text{cm}^2$$

min. $A_s = 0.002 \times 400 \times 63 = 50.4 \text{ cm}^2 > 25.8$ take 25 ϕ 16

check of bond stresses

$Q_b = 8 \times 4 \times 1.1 = 35.2$ t

$$d = 63 - \frac{1.9}{2} - \frac{1.6}{2} = 61.25 \text{ cm}$$

$$q_b = \frac{35.2 x 10}{0.87 x 61.25 x 25\pi\ x 1.6} = 5.26 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Anchorage length dd} = \frac{A_s f_s}{\rho\ q_b} = \frac{2.01 x 1400}{5.03 x 10} = 55.9 \text{ cm} < 1.1\text{mm}$$

Details of the footing ar eshown in Fig. (4-20)

Example (4-8) :

Design a footing for a concentric column load and a reversible moment. Given data :

$P = 800\ D + 800\ L = 1600$ kN, $M = 800$ kN. m, $q_{na} = 200$ kpa, $f_c = 21$ Mpa

$f_y = 400$ Mpa (use ultimate strength method).

Solution :

$$q_{\frac{1}{2}} = \frac{P}{BL}\left(1 \pm \frac{6e}{L}\right)$$

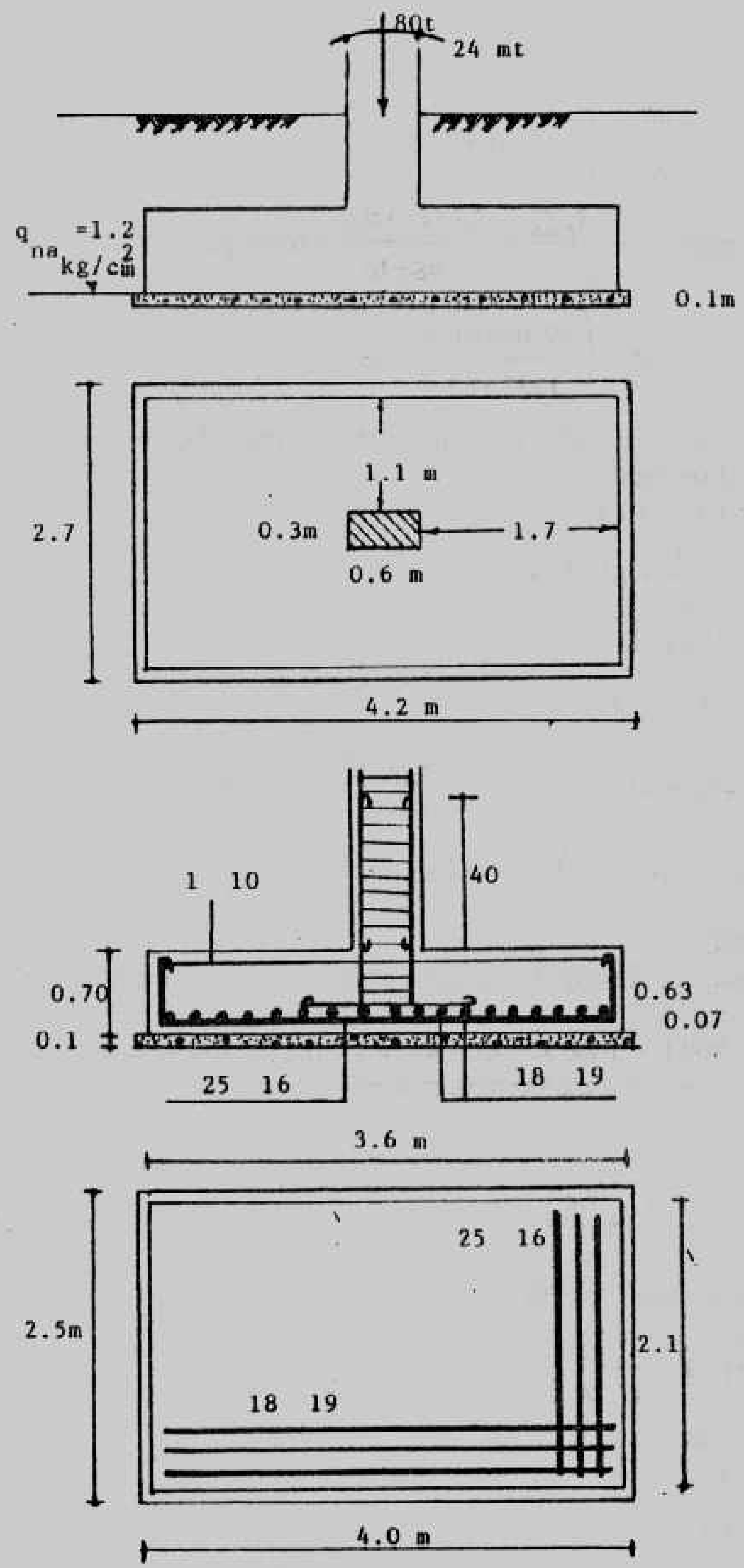
$e = M/P = 800 / 1600 = 0.5$m

$$200 = \frac{1600}{BL}\left(1 \pm \frac{6 x 0.5}{L}\right)$$

by solving for B

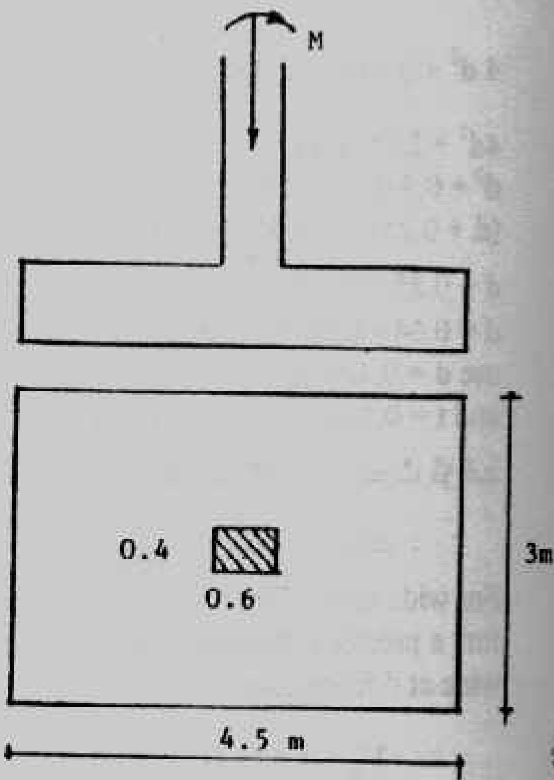
$$B = \frac{8}{L}\left(1 \pm \frac{3}{L}\right)$$

for $e \leq \frac{L}{6}$, L must $\geq$ 3m



شكل (٤-٢٠) مثـــال (٤-٧)

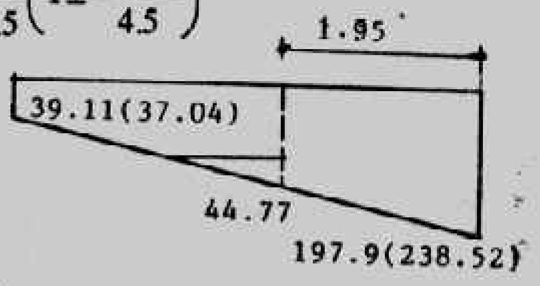
L. m	B. m	L x B, m^2
3	5.33	16
4	3.5	14
4.5	2.96	13.3
5	2.56	12
6	2	12



شكل (٤-٢١) مثال (٤-٨) أبعـــاد

suggested footing size :
B = 3.0 m, L = 4.5 m

$$q_{\frac{1}{2}} = \frac{1600}{3x4.5}\left(1 \pm \frac{6x0.5}{4.5}\right)$$



q_1 = 197.9 kpa , q_2 = 39.11 kpa < q_a = 200 kpa

(ACI code)

P_u = 0.75 (1.4 x 800 + 1.7 x 800) = 1860 kN

$$q_{ult\,\frac{1}{2}} = \frac{P_u}{BL}\left(1 \pm \frac{6e}{L}\right) = \frac{P_u}{BL} \pm \frac{6M_u}{BL^2}$$

$$= \frac{1860}{3x4.5} \pm \frac{6x1020}{3x4.5^2}$$

q_{ult1} = 238.52 kpa

q_{ult2} = 37.04 kpa

Depth for shear (wide - beam action)

$V_c = 0.17\,\phi\,\sqrt{f_c} = 0.17 \times 0.85\,\sqrt{21} = 0.65$ Mpa = 650 kpa

ΣF = 0 on a 1m wide section on right end of footing gives :

$$d\,(1.0)\,V_c - \left(\frac{4.5-0.6}{2} - d\right) q = 0$$

$$q = \frac{P_u}{BL} \pm \frac{1860}{3\ x45} = 137.78 \text{ kpa}$$

650 d - (1.95 - d) 137.78 = 0

787.78 d = 286.871

d = 0.36

d for two-way action using approximate equation can be found for

$V_c = 0.34\ \phi\,\sqrt{f_c} = 0.34 \times 0.85\,\sqrt{21} = 1.32$ Mpa

$$4d^2 + 2(b+c) = \frac{BLq}{V_c}$$

$$4d^2 + 2(0.6+0.4)d = \frac{3 \times 4.5 \times 137.78}{1320}$$

$4d^2 + 2d = 1.41$

$d^2 + 0.5d = 0.352$

$(d+0.25)^2 = 0.352 + 0.25^2 = 0.41$

$d + 0.25 = \pm\sqrt{0.41} \qquad = 0.64$

$d = 0.64 - 0.25 = 0.39$ m

use d = 0.425 m

and t = 0.5 m (cover = 7.5cm)

كان يمكن إيجاد d بأحد الطريقتين السابقتين وعمل تأكيد check على الطريقة الأخرى حيث توخذ d المعنية من two-way وتعمل تأكيد بها على wide-beam shear وهذا هو الأفضل ولذلك :

For wide beam shear V_c = 1.32 Mpa = 1320 kpa

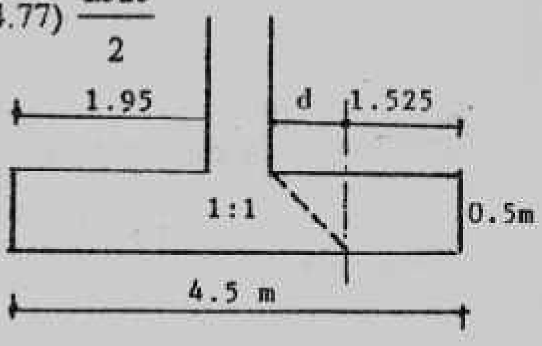
for a pressure diagram varying from 37.04 to 238.52 in 4.5 m, the shear V_u for a strip 1m wide at d from column face :

$$V_u = 1.525\,[238.5 - 1.525\,(44.77)] + 1.525\,(44.77)\,\frac{1.525}{2}$$

$= 311.65$ kpa

$$V_a = \frac{V_u}{bd} = \frac{311.65}{1 \times 0.425} = 733.3$$

$< V_c = 1320$



شكل (٤-٢٢) مثال (٤-٨) القص

Determination of A_s for side with large toe pressure, 1.95m use integration because of pressure diagram.

$$M_u = \int_0^{1.95} V dx = \int_0^{1.95} \left(238.52\,x - \frac{44.77x}{2}\right) dx$$

$$= \left.\frac{238.52x^2}{2} - \frac{44.77x^2}{6}\right]_0^{1.95} = 398.16 \text{ kN.m}$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f_c B} = \frac{400 A_s}{0.85 \times 21 \times 1}$$

$M_u = \phi A_s f_y (d - a/2)$

$$\frac{398.16}{1000} = 0.9\,As \times 400\,(0.425 - \frac{22.41 A_s}{2})$$

cleaning up, we obtain

$$A_s^2 - 0.038\,A_s + 0.000099 = 0$$

$$A_s = 0.0028\ m^2/m$$

check percent steel $\mu = \dfrac{0.0028}{1 \times 0.425}$

$$= 0.0066 > 0.0018$$
$$< 0.016$$

total steel $A_s = 0.0028 \times 3 = 0.0084\ m^2 = 84 cm^2$

use 30 ϕ 19 as a longitudenal reinforcements.

Check development length :

$$L_d = 0.019\ Ab\ f_y / \sqrt{f_c} = 0.019 \times 284 \times 400\ \sqrt{21} = \quad 471\ mm$$

also $L_d \geq 0.058\ ddfy = 0.058 \times 19 \times 400 = 440.8\ mm$

$L_{d\ actual} = C - cover = 1950 - 75 = 1875\ mm > 471\ mm$

Short direction :

Assuming short bars also ϕ 19 mm

$d' = 0.425 - 0.019 = 0.406\ m$

$$C_2 = \frac{3 - 0.4}{2} = 1.3\ m$$

$$q_{average} = \frac{238.52 + 37.04}{2} = 137.78\ kpa$$

$$M_u = \frac{137.78 \times \overline{1.3}^2}{2} = 116.42\ kN.m$$

a = same as before = 22.41

$M_u = \phi\ A_s f_y\ (d - a/2)$

$$0.1164 = 0.9\ A_s \times 400\ (0.406 - \frac{22.41}{2} A_s)$$

Cleaning up, we obtain

$$A_s^2 - 0.036\ A_s + 0.00029 = 0$$

$A_s = 0.00082\ m^2/m'$

Check percent steel : $\mu = \dfrac{0.00082}{1 \times 0.406} = 0.002 > 0.0018$

$$< 0.016$$

A_s total $= 0.002 \times 4.5 = 0.009\ m^2 = 90\ cm^2$

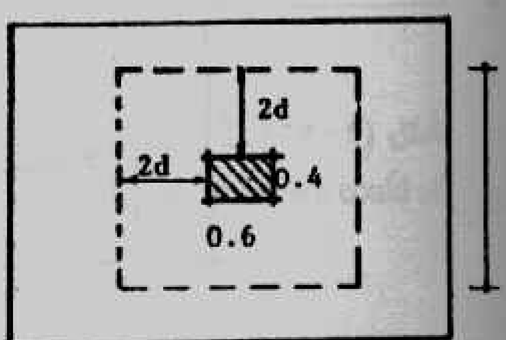
use 32 ϕ 19

Check bearing and design dowels

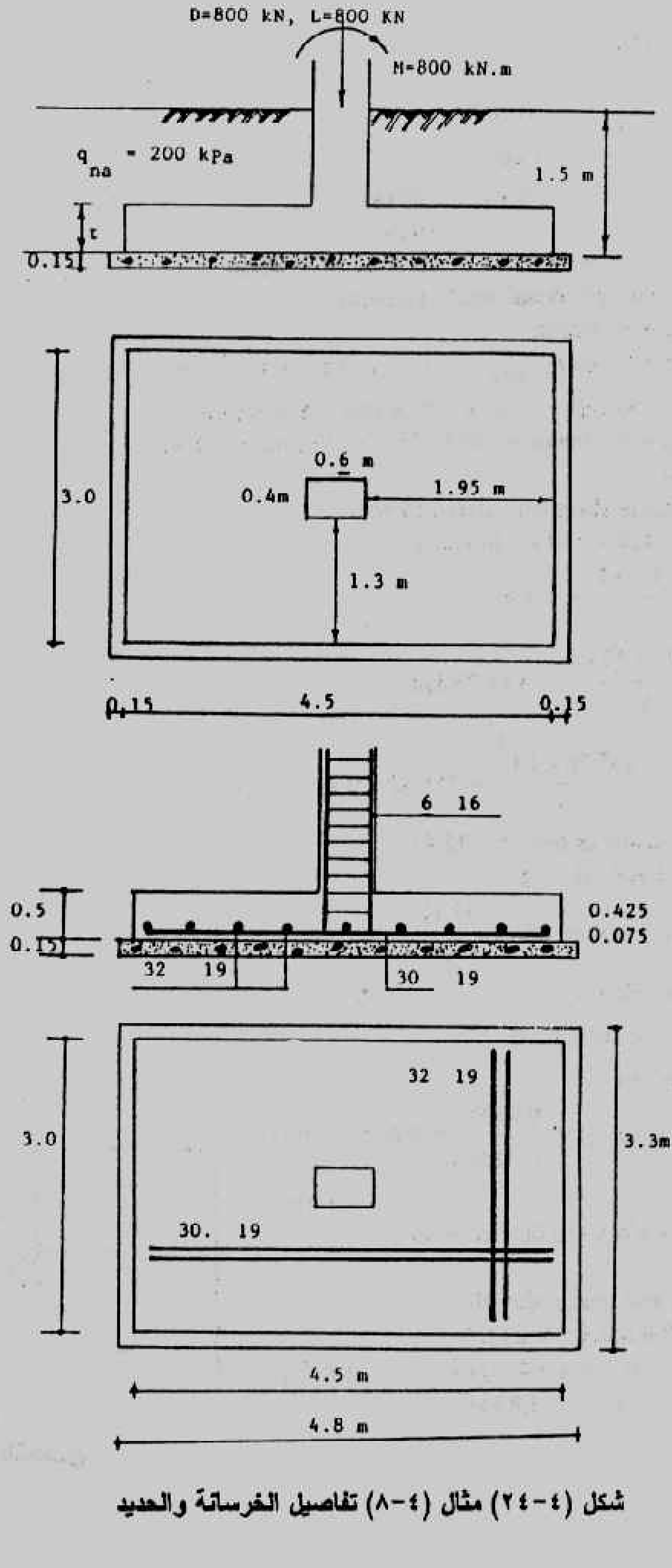
$A_1 = 0.6 \times 0.4 = 0.24\ m^2$

$A_1 = [(0.6 + 4 \times 0.425)\ (0.4 + 4 \times 0.425)]$

$= 2.3 \times 2.1 = 4.83\ m^2$



شكل (٤-٢٣) التحمـل



شكل (٤-٢٤) مثال (٤-٨) تفاصيل الخرسانة والحديد

$$\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = \sqrt{\frac{4.83}{0.24}} = 4.49 >> 2$$

use $\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = 2$ and $\phi = 0.7$

design bearing strength $= 0.85\ \phi\ f_c\ A_1 \sqrt{\frac{A_2}{A_1}}$

$= 0.85 \times 0.7 \times 21 \times 0.24 \times 2$

$= 5.998$ MN $= 5998$ kN $> P_u = 1860$ kN

A minimum a rea of dowels should be used across the interface of the column and foundation :

Minimum area of dowels = 0.005 A1 = 0.005 x 0.24 = 12 cm^2

so. use 6 ϕ 16

The final design section is shown in Fig. (4-24)

Example (4-9):

Design a footing for a column 40 x 60 carring a load D = 400 kN, L = 500 kN and a permanent of M_D = 130 kN.m, M_L = 140 kN.m in plane parallel to the longer side of column and it a lways acting in one direction. The net allowable soil pressure is 150 kpa. Use ultimate strength design (USD) and take :

Column : f_c = 28 Mpa, f_y = 400 Mpa, steel 8 ϕ 25

Footing : f_c = 21 Mpa, f_y = 400 Mpa

Solution : P = 400 + 500 = 900 kN

A = 900/150 = 6 m^2

take L/B = 60 / 40 = 1.5

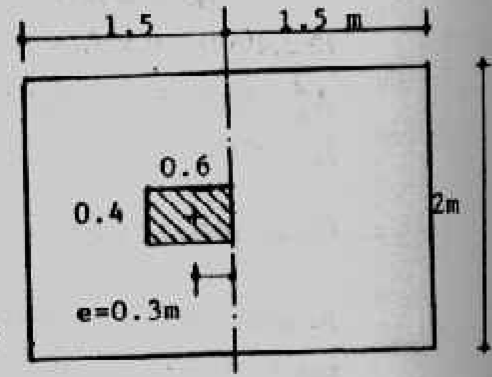
$A = 6 = 1.5\ B \times B = 1.5\ B^2$

B = 2m , L = 3m

$M = M_D + M_L = 130 + 140 = 270$ kN.m

$e = M/P = 270/900 = 0.3$ m $< L/6 = 3/6 = 0.5$m

$q = 1.4\ (400) + 1.7\ (500)/2 \times 6 = 235$ kPa



شكل (٤-٢٥) مثال (٤-٩) أبعاد

Depth for two-way (use approximate equation)

$4\ d^2 + 2\ (b + c)\ d = BLq/V_c$. $V_c = 1.30$ Mpa

$4\ d^2 + 2\ (0.6 + 0.4)\ d = 1410/1300$

$d^2 + 0.5\ d = 0.271$

$d = 0.33$ m

Depth for wide-beam shear at d from column for strip 1m wide. We could of course. check d = 0.33 m, but it is about as easy to compute the required d :

$d\ (1)\ (V_c) = 1\ (1.5 - d)\ q$

$V_c = 0.65$ Mpa = 650 kPa

$650\ d = 1\ (1.5 - d)\ 235$

$d = 0.398$ m

take t = 50 cm. $d_{act} = 0.425$ m

$M_u = q\, C_1^2/2 = 235 \times 1.5^2/2 = 263.4$ kN.m

$a = A_s f_y / 0.85 f_c B = 400 A_s / 0.85 \times 21 \times 2 = 11.2 A_s$

$M_u = \phi A_s f_y (d - a/2)$

$263.4/1000 = 0.9 A_s \times 400 [0.425 - (11.2 A_s/2)]$

Cleaning up. we obtain

$A_s^2 - 0.076 A_s + 0.00013 = 0$

$A_s = 0.0018$ m²/m\`

Check percent steel · $\mu = \dfrac{0.0018}{1 \times 0.425} = 0.0042 > 0.0018$

< 0.016

total steel $A_s = 0.0025 \times 2 = 0.005\ m^2$

$= 50\ cm^2$

use 18 ϕ 19 as a longitudenal reinforcement check development length

$L_d = 0.019 A_b f_y / \sqrt{f_c} = 0.019 \times 284 \times 400\ \sqrt{21} = 471$ mm

also $L_d \geq 0.058 d_b f_y = 0.058 \times 19 \times 400 = 440.8$mm

$L_{d\ actual} = c -$ cover $= 1500 - 75 = 1425 > 471$

Short direction :

Assuming short bars also ϕ 19 mm

$d' = 0.425 - 0.019 = 0.406$ cm

$$c_2 = \frac{2 - 0.4}{2} = 0.8 \text{ m}$$

$M_u = 235 \times \overline{0.8}^2 / 2 = 75.2$ kN.m

a = same as before = 11.2 A_s

$M_u = \phi A_s f_y (d - a/2)$

$75.2/1000 = 0.9 A_s \times 400 (0.406 - 11.2 A_s/2)$

$A_s^2 - 0.0725 A_s + 0.000037 = 0$

$A_s = 0.001$ m²/m\`

Check percent steel : $\iota = \dfrac{0.001}{1 \times 0.406} \doteq 0.0025 < 0.0018$

A_s total $= 0.001 \times 3 = 0.003\ m^2 = 30\ cm^2$

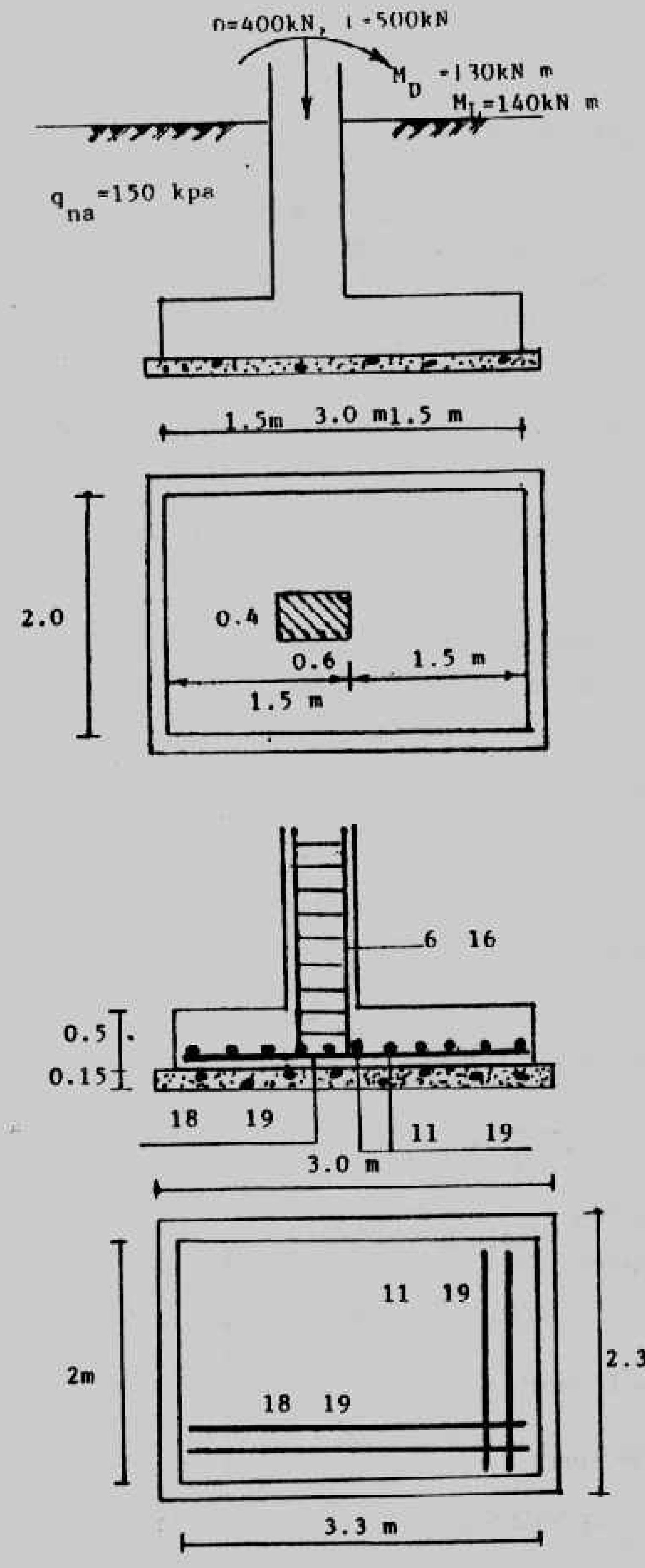
use 11 ϕ 19 or 15 ϕ 16

check bearing and design dowels

$A_1 = 0.6 \times 0.4 = 0.24\ m^2$

$A_2 = (0.6 + 4 \times 0.425)(0.4 + 4 \times 0.425) = 4.83\ m^2$

$$\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = \sqrt{\frac{4.83}{0.24}} = 4.49 > 2$$



شكل (٤-٢٦) مثال (٤-٩) تفاصيل الخرسانة والحديد

so use $\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = 2$ and $\phi = 0.7$

design bearing strength $= 0.85\ \phi\ f_c\ A_1 \sqrt{\frac{A_2}{A_1}}$

$= 0.85 \times 0.7 \times 21 \times 0.24 \times 2$

$= 5.998$ MN $= 5998$ kN

the factored column load $U = 1.4\ (400) + 1.7\ (500)$

$= 1410$ kN < 5998 kN

A minimum area of dowels should be used across the interface of the column and foundation.

Minimum area of steel $= 0.005\ A_1$

$= 0.005 \times 0.24 = 12 cm^2$

So use $6\ \phi\ 16$

The final design section is shown in Fig. (4-26).

Example (4-10):

Redesign example by using the working stress method take :

$f_c = 550\ kN/m^2\ (f_{cu} = 2500\ kN/m^2)$, $f_s = 140\ MN/m^2$, $q_a = 90\ kN/m^2$

Solution :

$e = M/P = 270/900 = 0.3$ m

$A = 900/50 = 6\ m^2$

take $\frac{L}{B} = \frac{60}{40} = 1.5$ m

$q = \frac{900}{3 x 2} = 150\ kN/m^2$

Long direction

$M_{yy} = 150 \times 2 \times 1.5^2/2 = 337.5$ kN.m

$d_m = k1\ \sqrt{M/b}$

$= 0.334 \sqrt{337.5 x 10^4 / 200} = 43.4$ cm

$d_p = \frac{900 - 200 x 0.6 x 0.4}{2(0.4+0.6)1000} = 0.426$ m $= 42.6$ cm

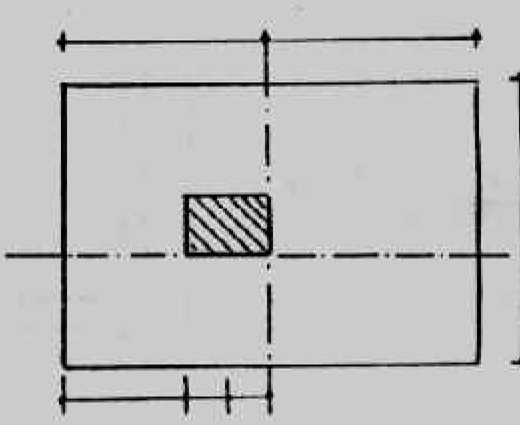
Take $d = 55$ cm and $t = 48$ cm

$A_s = \frac{337.5 x 10^4}{1227 x 48} = 57.3\ cm^2$

take $21\ \phi\ 19$ mm ($59.5\ cm^2$)

$\mu = \frac{A_S}{bd} = \frac{59.5}{200 x 55} = 0.0054 > 0.002$

check of bond stress



شكل (٤-٢٧) مثال (٤-١٠) أبعـاد

$Q = 150 \times 2 \times 1.5 = 450$ kN

$$q_b = \frac{450}{0.87 x 0.48 x 21 \pi x 0.019} = 860 \text{ kN/m}^2$$

use L - shape reinforcement

Anchorage length $d_d = A_s f_s / \rho q_b = \frac{0.02835 x 140000}{0.0598 x 1000} = 66.4$ cm < 90 cm

Steel in short direction

$M_x = 150 \times 3 \times 0.8^2/2 = 96$ kN/ m^2

$$A_s = \frac{96 x 10^4}{1227 x 48} = 16.3 \text{ cm}^2$$

$A_{s\ min} = 0.002 \times 300 \times 55 = 33$ cm^2

use 17 ϕ 16

Check of bond

$Q = 150 \times 3 \times 0.8 = 360$ kN

$$q_b = \frac{360}{0.87 x 0.48 x 17 \pi \ \ 0.016} = 1008.8 \text{ kN/ m}^2$$

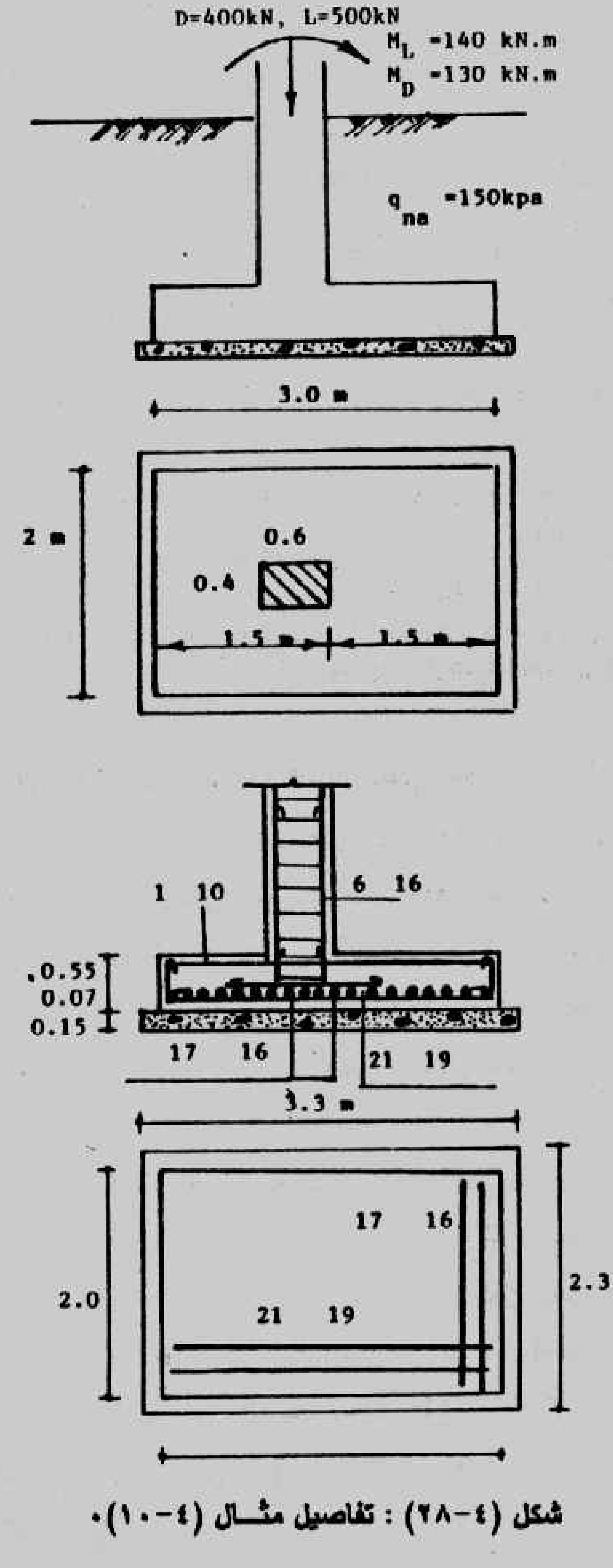
$d_d = A_s f_s / \rho q_b = 2.01 \times 140000 / 5.03 \times 1000 = 55.9$ cm < 80 cm

Details of the footing are shown in Fig. (4-28).

السملات والميد الرابطة Semelles and Tie-beams :

لا يجوز بناء حوائط الدور الأرضى على التربة مباشرة تجنبا لهبوطها أو تصدعها أو تشرخها ولذا تنفذ كمرات لحملها تسمى السملات. كما تنقل هذه السملات أحمال الحوائط إلى الأعمدة أو القواعد. وهذه السملات قد تنفذ بين الأعمدة شكل (٤-٢٩ أ) أو فوق القواعد مباشرة شكل (٤-٢٩ ب) أو فى نفس منسوب القواعد شكل (٤-٢٩ جـ). وعادة تكون السملات على عمق لا يقل عن ٢٠ سم أسفل منسوب سطح الأرض وتكون بعرض أكبر من عرض الحائط الذى تحمله بقيمة ٥سم.

وتصمم السملات كالكمرات العادية تحت أحمال الحوائط فوقها أو الأتربة إن وجدت حيث يؤخذ مثلث من حمل الحائط يميل بزاوية ٦٠° إذا كان ارتفاع الحائط كبيرا شكل (٤-٣٠ أ) أو شبه منحرف كما فى شكل (٤-٣٠ ب) وذلك على اعتبار تكون عقد arch داخل الحائط ينقل جزء من الحائط إلى الأعمدة مباشرة بالاحتكاك والجزء الآخر ينقل للسمل مباشرة. أما فى حالة وجود باب أو شباك فى الحائط أو فى حالة عدم ضمان التصاق جوانب الحائط بالأعمدة فيؤخذ وزن الحائط بالكامل على السمل بالإضافة إلى وزن السمل نفسه.



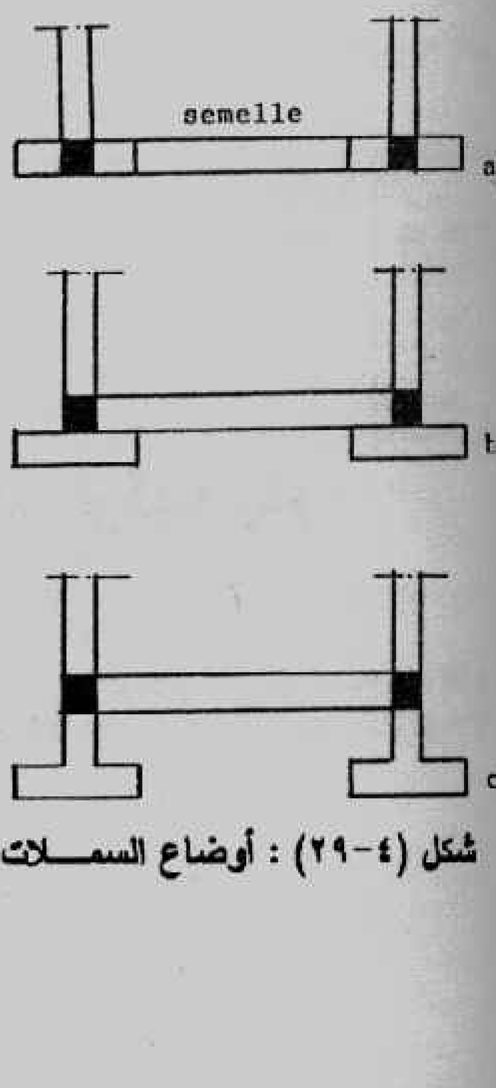
شكل (٤-٢٨) : تفاصيل مثـال (٤-١٠).

أما إذا كان السمل لا يحمل حائط فيصمم على منشور تربة الردم فوقه والتى تأخذ شكل منشور تميل جوانبه بنسبة ٢ : ١ شكل (٤-٣١) ويفضل أن تصمم السملات على أنها بسيطة الارتكاز وتسلح على أنها كمرات مستمرة تسلح بحديد علوى مساو للحديد السفلى (المحسوب) أو نصفه.

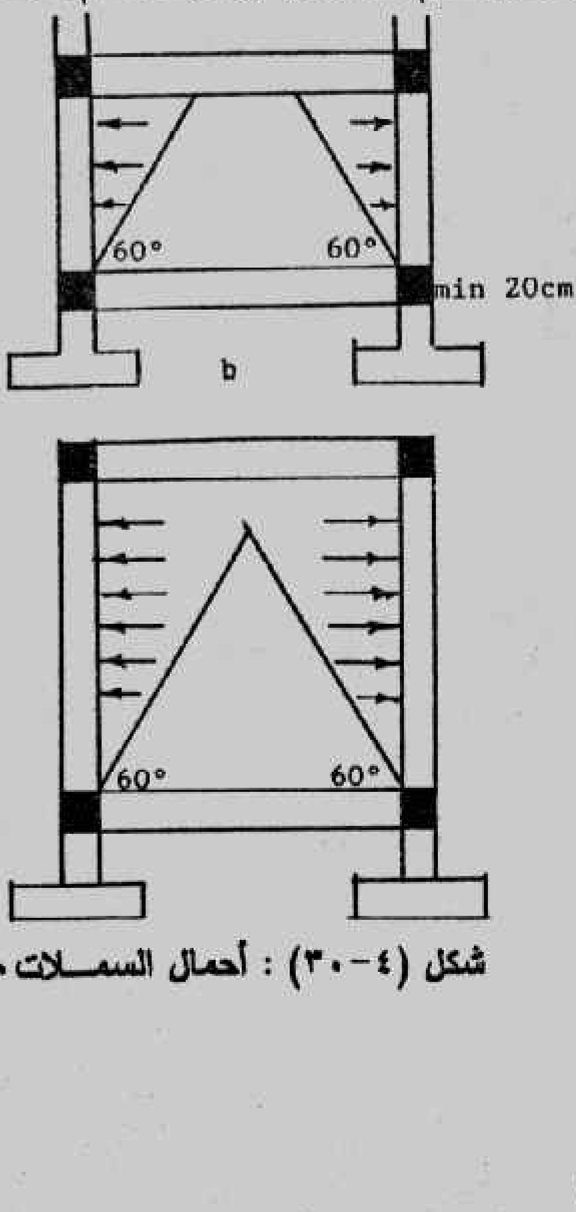
ويجب ألا تنفذ السملات على التربة مباشرة بل توضع خرسانة عادية بسمك ١٠-١٥سم تحت السملات. وتكون خرسانة السملات من نفس خرسانة القواعد وباجهاداتها.

ويجب ملاحظة الفرق بين السملات والكمرات الرابطة التى تستخدم لربط القواعد المنفصلة والتى تكون ذات جساءة عالية (العمق لا يقل عن ١ : ٨ البحر) لتقاوم الاجهادات الناتجة عن تحركات هذه القواعد أو دورانها أو الهبوط المتفاوت. وهذه الكمرات تصمم بحيث تقاوم هذه الاجهادات. وتفيد الكمرات الرابطة فى أنها تجعل القواعد المنفصلة تعمل معا كوحدة واحدة فى تحركها. وعند استخدام الميد الرابطة يمكن الاستغناء عن السملات إذا كانت هذه الميد قريبة من سطح الأرض.

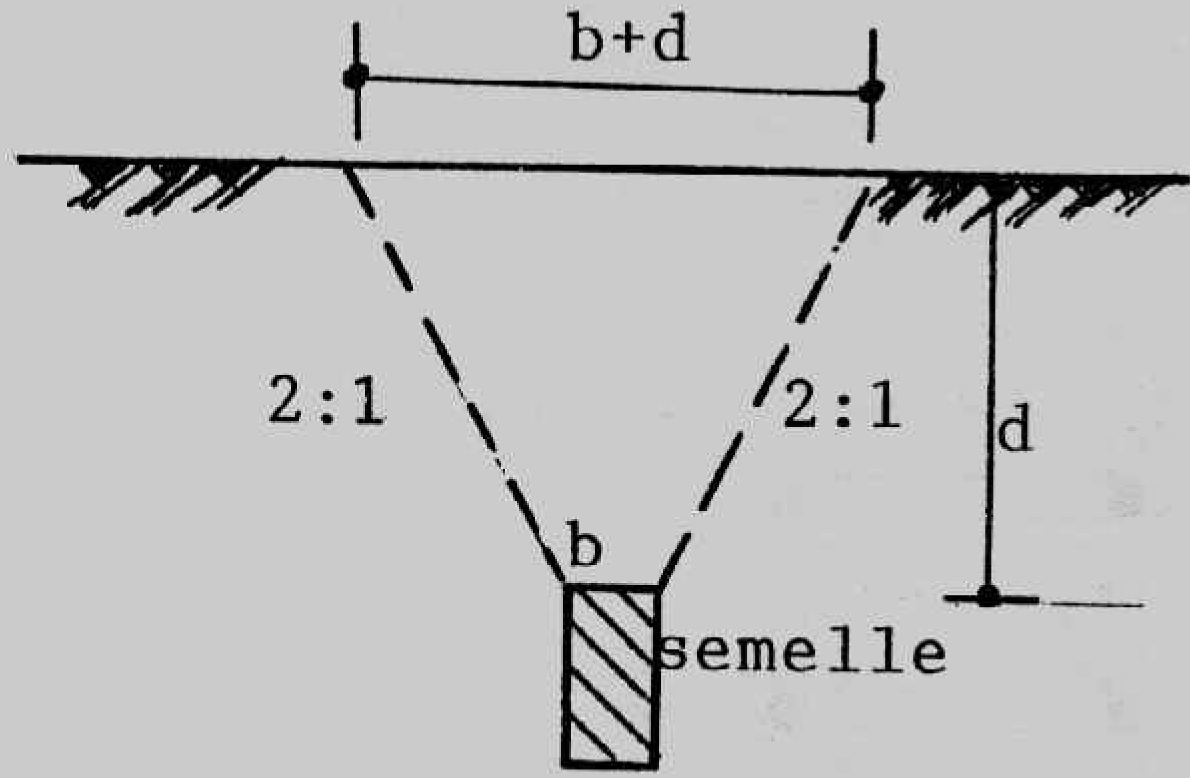
كما يجب ملاحظة الفرق بين السملات والكمرات الرابطة والشدادات التى تربط قواعد الجار بالقواعد الداخلية وتكون الشدادات جزءا أصليا من نظام التأسيس. وسوف تقدم تفاصيل الكمرات الرابطة والشدادات فى الأبواب القادمة.



شكل (٤-٢٩) : أوضاع السملات.



شكل (٤-٣٠) : أحمال السملات.



شكل (٤-٣١) : سمـلات فوقهـا ردم٠

الباب الخامس

تصميم الأساسات الشريطية

Design of Strip Foundations

أنواع الأساسات الشريطية :

الأساسات الشريطية هى بلاطة مستمرة من الخرسانة المسلحة أسفل حائط خرسانى أو حجر أو طوب أو لأعمدة واقعة على صف واحد خاصة إذا كانت أحمال هذه الأعمدة متقاربة والبحور بينها متقاربة. ووظيفة الأساسات الشريطية توزيع أحمال الحوائط أو الأعمدة إلى التربة بحيث لا تتعدى الإجهادات المنقولة إلى منسوب التأسيس قدرة تحمل التربة المسموح بها. ويبين شكل (٥-١) أنواع الأساسات الشريطية المختلفة.

الأساسات الشريطية للحوائط :

أساسات الحوائط تكون بلاطة خرسانية مسلحة شريطية بعرض أكبر من عرض الحائط. وتأخذ هذه الأساسات عدة أشكال، شكل (٥-٢) وقد تكون بلاطة بسمك لا يقل عن ٢٥سم للأحمال الصغيرة فى التربة المنتظمة أو حينما تكون قدرة تحمل التربة جيدة (a) وحينما تكون التربة غير منتظمة يستخدم الشكل المبين فى (b) أما الأشكال e, d فتستخدم للحوائط ذات الأحمال الثقيلة.

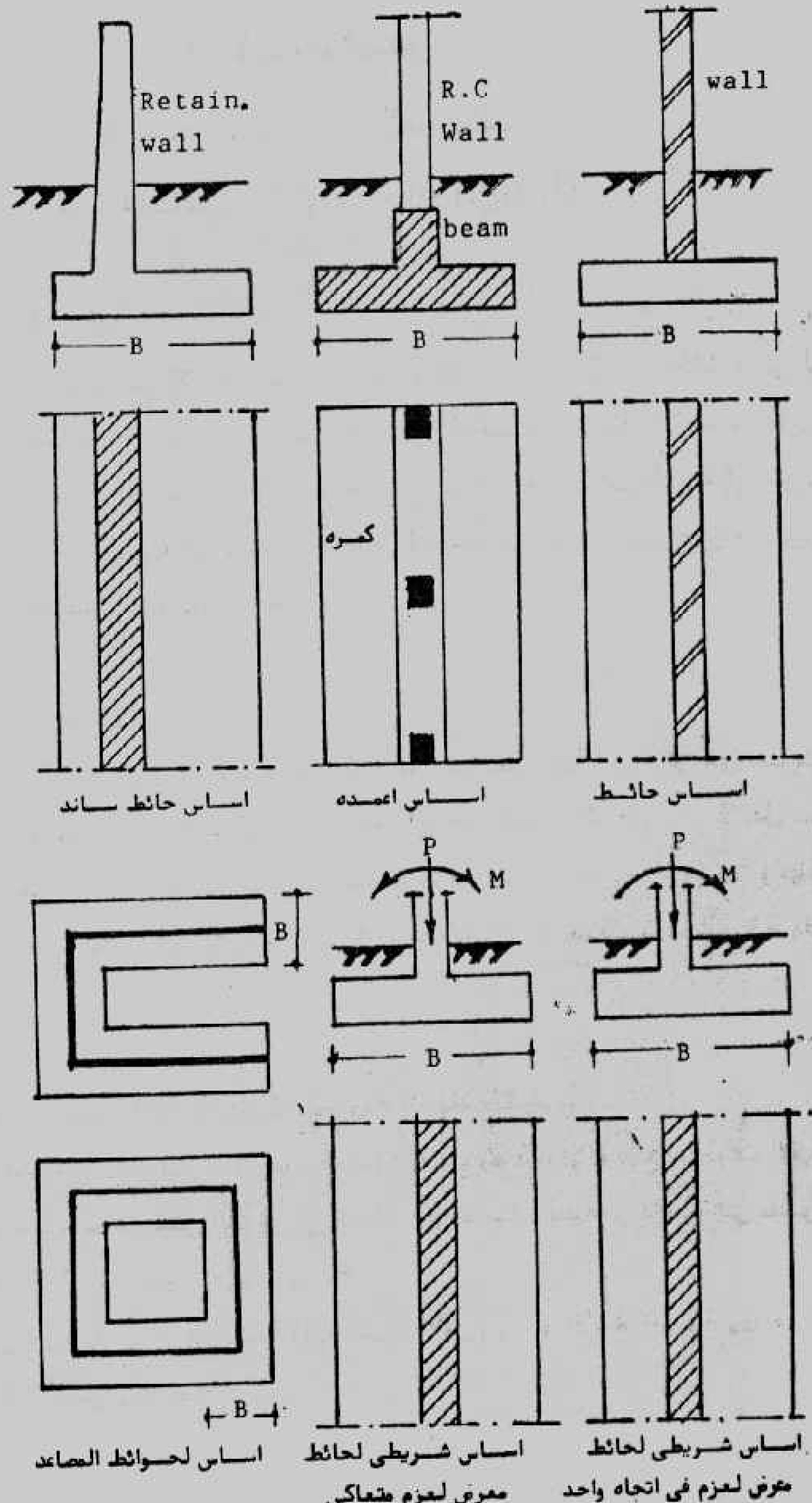
تصميم الأساسات الشريطية للحوائط بطريقة المرونة (اجهاد التشغيل) :

عند تصميم الأساسات الشريطية بطريقة المرونة (اجهاد التشغيل) تتبع الخطوات الآتية:

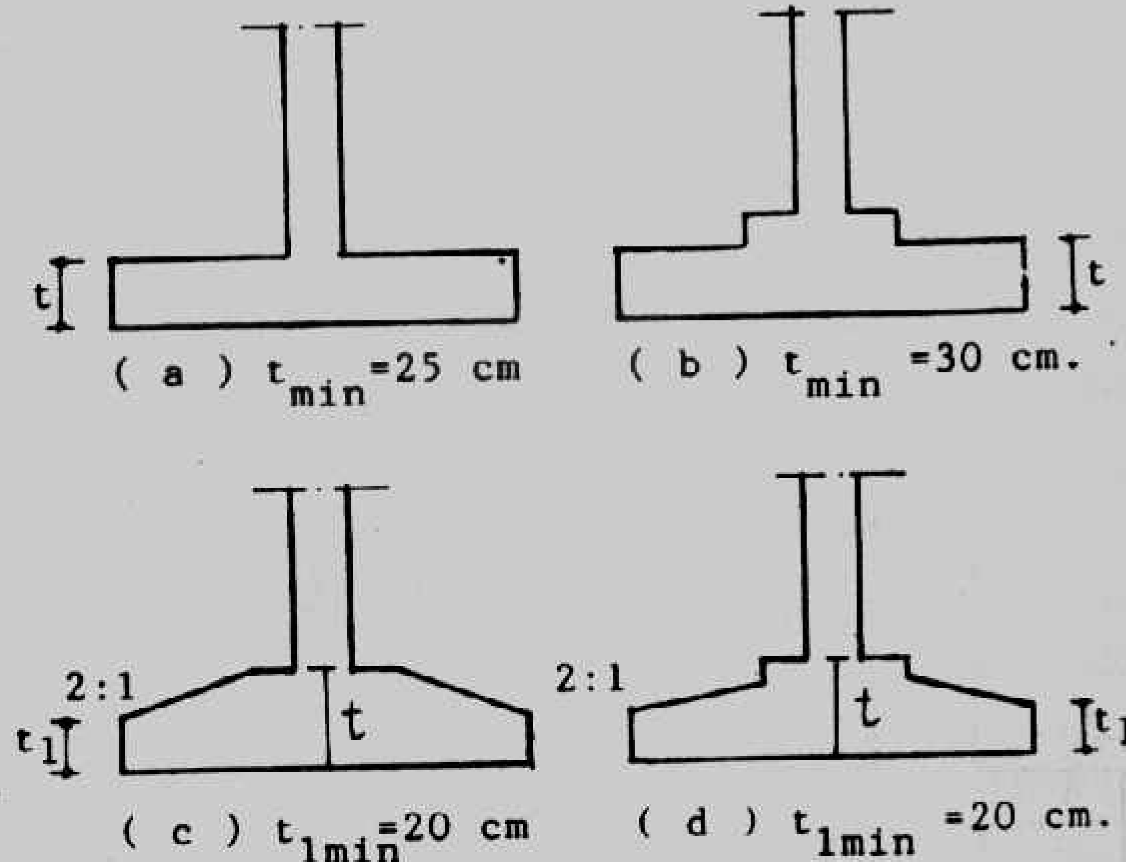
١- حساب أقصى حمل متوقع للمتر الطولى فى الحائط من الأحمال الحية والدائمة إلى منسوب سطح الأرض P أو إلى منسوب التأسيس P_T .

٢- الحصول على قدرة تحمل التربة الأمنة (جهد التربة الآمن) q_a أو الأمنة الصافية q_{an} .

٣- حساب مساحة الأساس وعرضه



شكل (٥-١) أنواع الأساسات الشريطية



شكل (٥-٢) : أشكال أساسات الحوائط.

$$A=\frac{P}{q_{na}} \text{ or } \frac{P}{q_a-D\gamma_a} \text{ or } P_T/q_a$$

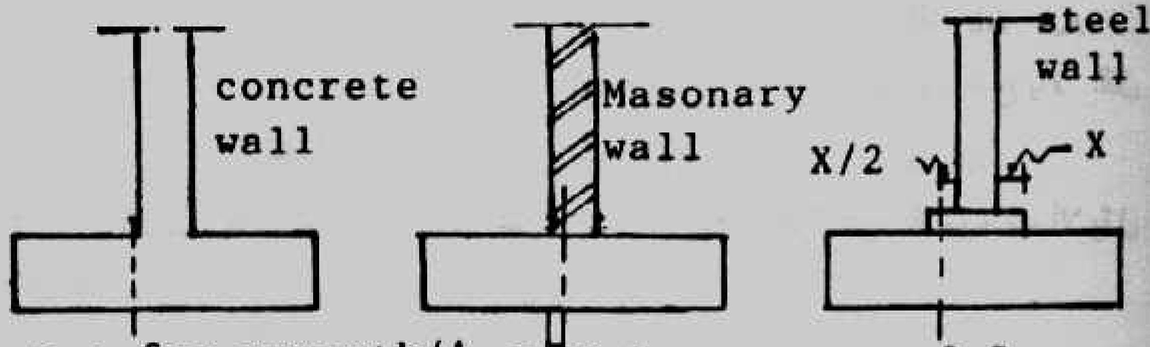
$$B=\frac{A}{1}$$

وتقرب B لأقرب ٥ سم

٤- تحسب الرفرفة C من : $C=\frac{B-b}{2}$ حيث b عرض الحائط.

٥- حساب جهد التربة الفعلى اللازم للتصميم q : $q=\frac{P}{A}=\frac{P}{B\times 1}$

٦- تحديد المقطع الحرج لعزم الانحناء كما هو مبين بالشكل (٥-٣) :



شكل (٥-٣) المقطع الحرج لعزم الانحناء

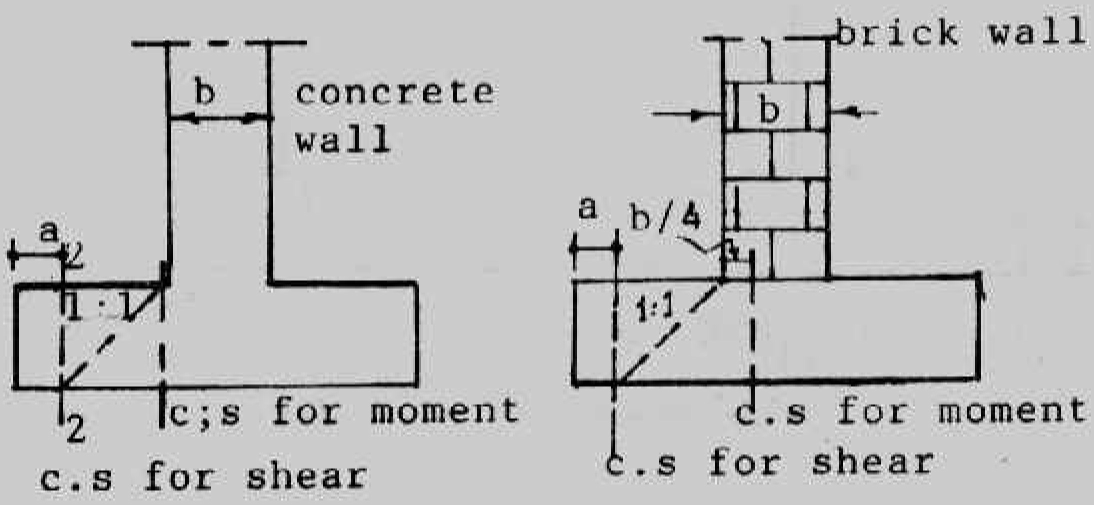
ثم يحسب عزم الانحناء من :

$$M_{max} = q\, C^2/2 = q\,(B - b)^2/2 \text{ (for concrete wall)}$$

٧- تعيين عمق الأساس d المقاوم للعزم :

$$d_m = k_1 \sqrt{M_{max}/b} \quad , b = 100 \text{ cm}$$

٨- تحديد المقطع الحرج للقص كما هو مبين بالشكل (٥-٤).



شكل (٥-٤) المقطع الحرج للقص.

ثم تحسب قوى القص Q_{sh} من :

$$Q_{sh} = a \times 1 \times q = [(B - b)/2 - d]\, q$$

ثم يحسب عمق الأساس المقاوم للقص :

$$d_{sh} = Q_{sh}/b.\, q_{sh} \quad b = 100 \text{ cm}$$

٩- يتم اختيار العمق الأكبر d_{sh} or d_m .

١٠- تعيين تخانة الأساس t حيث : $t = d + \text{cover}$

حيث يؤخذ الغطاء الخرسانى cover من ٥ إلى ٧ سم ويفضل ٧سم.

١١- تعيين حديد التسليح من :

$$A_s = M/k_2 d$$

١٢- التأكد من أن الحديد المطلوب لا يقل عن النسبة الأدنى لحديد التسليح وننصح بألا تقل عن ٠,٠٠٢ من مساحة القطاع الأساسى.

١٣- الحديد الثانوى A_s يؤخذ كنسبة ٢٠ إلى ٣٠٪ من الحديد الرئيسى A_s ويجب ألا يقل عن ٤ ϕ ١٣ مم / م.

١٤- التأكد من اجهادات التماسك bond فى حدود المسموح به. وتحسب اجهادات التماسك q_b من :

$$q_b = \frac{Q_t}{0.87\, d\, \Sigma o} > q_b \quad \text{allowable}$$

حيث Q_b هى القوة المسببة للعزوم عند المقطع الحَرِج للعزم، Σo هى محيط أسياخ حديد التسليح عند المقطع الحرج. ويجب ألا تقل أقطار الحديد عن ١٣مم. ولمنع الشروخ الناتجة عن الهبوط أسفل الحائط نفسه فإنه يمكن استخدام حديد تسليح إضافى فى الأساسات أشكال d,c فى شكل (٥-٢) بنسبة ١٪ من مساحة المقطع تحت الحائط وتوزع بالتساوى علوى وسفلى.

١٥- التأكد من كفاية طول الأشاير بين الحائط والأساس.

Example (5-1):

A 25 cm concrete wall supports a net load of 50 t/m the depth of the footing below ground level is 1.5 m. The net allowable pressure is 1.5 kg/cm^2 Design R.C. footing for this wall, using $f_c = 50$ kg/cm^2, $f_s = 1400$ kg/cm^2, qsh = 6 kg/cm^2. Use plain concrete equals 20 cm.

Solution : $A = \dfrac{P_{net}}{q_{ns}} = \dfrac{50}{15} = 3.33\,m^2$

$B = 3.33/1 = 3.33$ m

$B_{act} = 3.35$ m

net stress $q = 50/3.35 = 14.9$ t/m^2

$c = (B - b)/2 = (3.35-0.25)/2 = 1.55$ m

$M_{max} = qc^2/2 = 14.9 \times 1.55^2/2 = 17.9$ mt/m`

$$d_m = k_1 \sqrt{\frac{M}{B}} = 0.361 \sqrt{\frac{17.9 \times 10^5}{100}} = 48.3 \text{ cm}$$

$Q_{sh} = (1.55 - d_{sh})\, 14.9$

$$d_{sh} = Q_{sh} / b \times q_s = \frac{(1.55 - d_{sh})14.9}{1 \times 50}$$

$\therefore \quad d_{sh} = 0.34$ m

take t = 60 cm

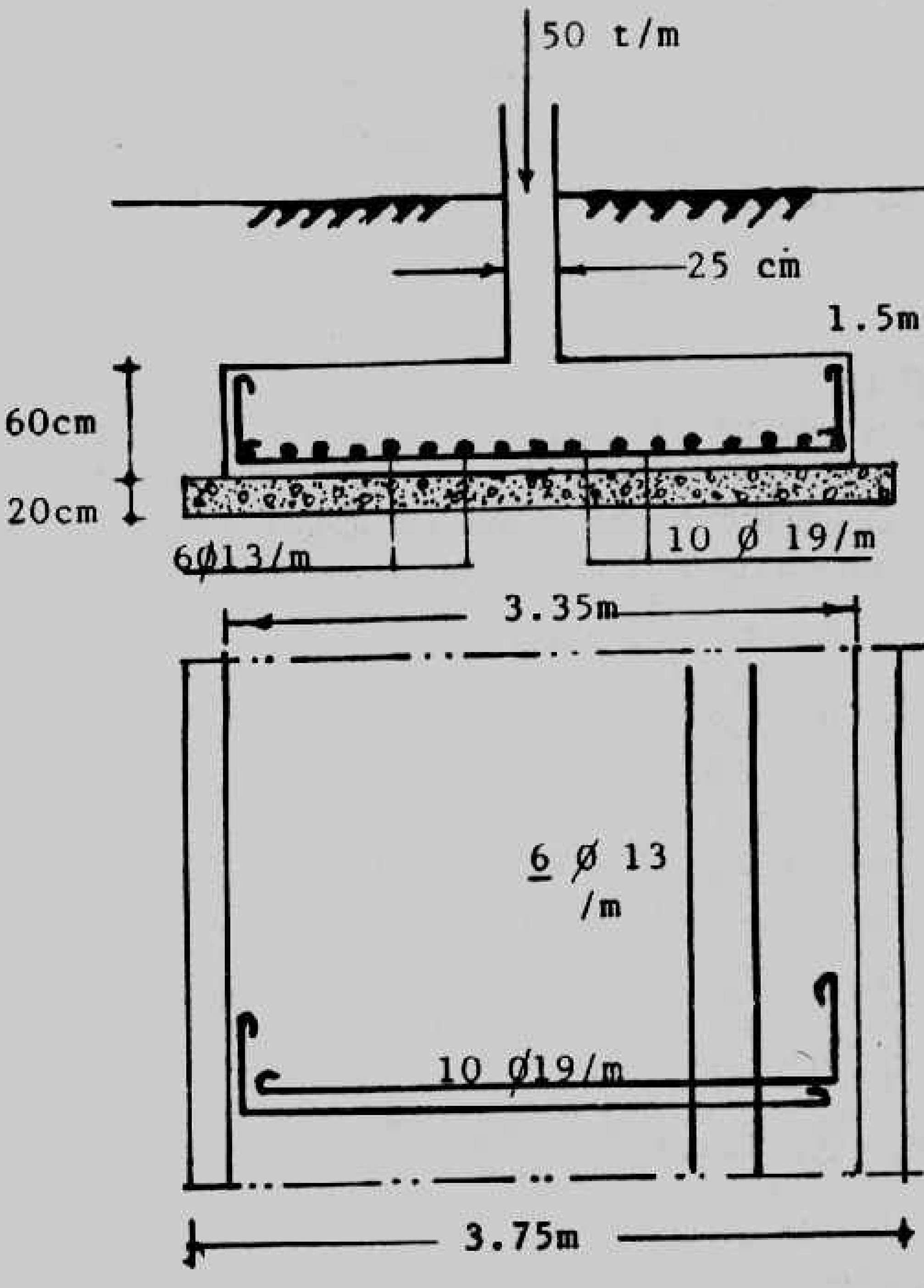
$d_{act} = 60 - 7.5 = 52.5$ cm.

$As = M/k_2 .\, d_{act} = 17.9 \times 105/1237 \times 52.5 = 27.6$ cm^2

take 10 ϕ 19/m` (28.4 cm^2)

$A_s/A_c = 28.4/100 \times 52.5 = 0.0054 > 0.002$

$A_s = 0.25 \times 28.4 = 7.1$ cm^2



شكل (٥-٥) : مثال (٥-١) تفاصيل.

take 6 ϕ 13/m`

$Q_b = 14.9 \times 1.55 \times 1 = 23\ 1$

$$q_b = \frac{23.1 \times 1000}{0.87 \times 52.5 \times 10 \times 5.98} = 8.46 \text{ kgk/cm}^2$$

take L-shape reinforcements

$$d_d = \frac{A_s f_s}{\rho q_b} = \frac{2.835 \times 1400}{5.98 \times 10} = 0.66 \text{ m} < C$$

Details of the footing are shown in Fig. (5-5).

Example (5-2):

Redesign the footing required in example 5-1 using 50cm plain concrete.

Solution :

$A_{pc.} = 50/15 = 3.33 \text{ m}^2$

For plain concrete : Bact = 3.35 m

$$C_{pc} = t\sqrt{\frac{q_t}{4q}} = 50\sqrt{\frac{4}{3 \times 1.5}} = 47.14 \text{ cm}$$

take $C_{pc} = 45$ cm

$B_{RC} = 3.35 - 2 \times 0.45 = 2.45$ m

$$C = \frac{2.45 - 0.25}{2} = 1.1 \text{ m}$$

net stress $q = 50/2.45 = 20.41 \text{ t/m}^2$ (between P.C. and R.C.)

$M = q\,C^2/2 = 20.41 \times 1.1^2/2 = 12.35$ mt/m`

$d_m = K_1\sqrt{M/b} = 0.361\sqrt{12.35 \times 10^5/100} = 40.12$ cm

shear force $Q_{sh} = (1.1 - d_{sh})\ 20.41$

$d_{sh} = Q_{sh}/b\ \ q_{sh} = (1.1 - d_{sh})\ 20\text{-}41/50$

$= 0.32$ m

take $t = 50$ cm

$d_{act} = 50 - 7.5 = 42.5$ cm

$$A_s = \frac{M}{K_2 d_{act}} = \frac{12.35 \times 10^5}{1237 \times 42.5} = 23.5 \text{ cm}^2$$

take 9 ϕ 19/m` (25.5 cm^2)

$A_s/A_c = 25.5 / 100 \times 42.5 = 0.006 < 0.002$

$A_s' = 0.25 \times 25.5 = 6.4 \text{ cm}^2$

take 5 ϕ 13/m`

$Q_b = 20.41 \times 1.1 \times 1 = 22.451$ t

$$q_b = \frac{22.45 \times 1000}{0.87 \times 42.5 \times 9\pi\ 1.9} = 11.28 < 12\ kg/cm^2$$

take U-shape for main renforcement

$$d_b = \frac{A_s f_s}{\pi q_b} = \frac{2.01 \times 1400}{5.03 \times 10} = 0.55\ m < C$$

Details of the footing are shown in Fig. (5-6)

تصميم الأساسات الشريطية للحوائط بطريقة المقاومة القصوى :

يمكن تلخيص خطوات تصميم الأساسات الشريطية للحوائط بطريقة المقاومة القصوى كما يلى :

١- حساب مساحة الخرسانة العادية (لو كانت تخانتها ٠,٣ متر أو أكبر) أو مساحة الخرسانة المسلحة (لو كانت تخانة الخرسانة العادية أقل من ٠,٣ متر) باستخدام جهد التربة ومجموع الأحمال الفعلية :

$$A = B \times 1 = \frac{P}{q_{na}} \text{ or } \frac{P_T}{q_a}$$

ومن المساحة يمكن إيجاد عرض الأساس B والذى يقرب لأقرب ٥ سم.

٢- يعين جهد التربة التصميمى باستخدام الأحمال القصوى والذى يستخدم فى الحسابات فيما بعد:

$$q = P_u/A$$

٣- يفرض سمك الأساس t ومنه يقدر عمق الأساس الفعال d على ألا يقل سمك الأساس عن ٢٠سم.

٤- يعمل تأكيد على القص الأحادى wide beam حيث تحسب القوى المقاومة للقص فى الأساس V_u ثم تحسب مقاومة القص v_a والتى يجب أن تكون أقل من المقاومة المحسوبة من :

$$V_c = 0.17\ \phi\ \sqrt{f_c}$$

ويجب مراعاة أن المقطع الحرج للقص على بعد d من وجه الحائط الخرسانى وعلى وجه حائط الطوب (أو البلوكات) مباشرة.

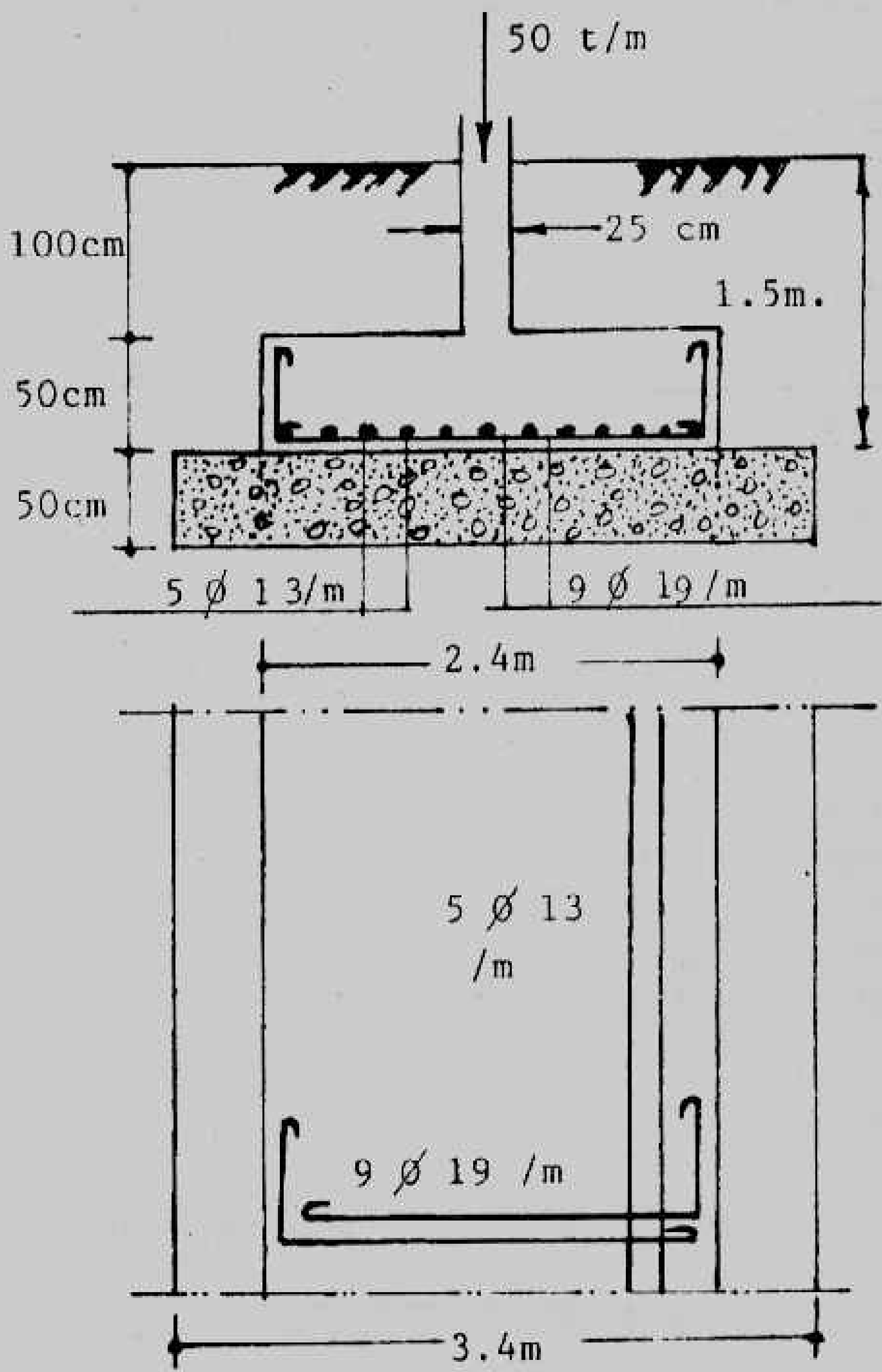
٥- حساب عزم الانحناء M_u عند المقطع الحرج وكذلك :

$$M = \phi\ A_s f_y \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

حيث :

$$a = A_s f_y / 0.85\ f_c\ b$$

تم تعيين حديد التسليح الرئيسى من حل المعادلات السابقة ويجب ألا يقل عن القيمة الدنيا للتسليح.



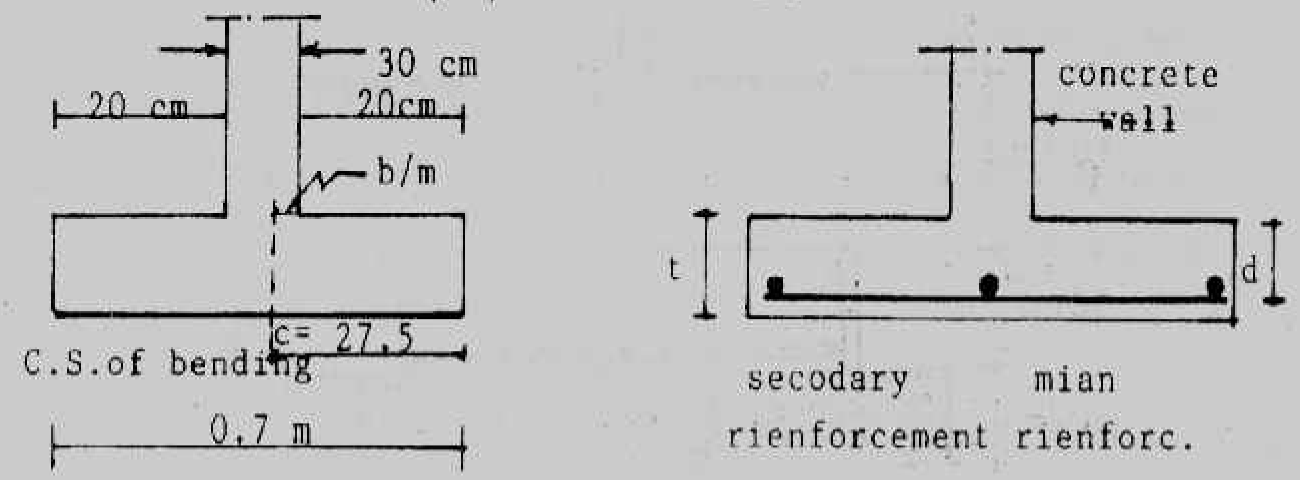
شـكل (٥-٦) : مثال (٥-٦) تفاصيـل.

$A_{smin} = 0.0018 \times d \times 1$

٦- الحديد الطولى يؤخذ كنسبة القيمة الدنيا لتسليح المقطع وذلك لمقاومة الإنكماش والتأثيرات الحرارية :

$A_s = 0.0018\, Bd$

وفى الحوائط الخرسانية يوضع هذا الحديد أسفل الأساس وأعلى الحديد الرئيسى أما فى أساسات الحوائط من الطوب أو البلوكات فيوضع الحديد الطولى أعلى الأساس ويفضل أن يؤخذ ربع الحديد فى الناحية السفلية والباقى فى الناحية العلوية، شكل (٥-٧).



شكل (٥-٧) تفاصيل التسليح.

٧- عمل تأكيد على طول التماسك والذى يجب ألا يقل عن ٣٠سم.

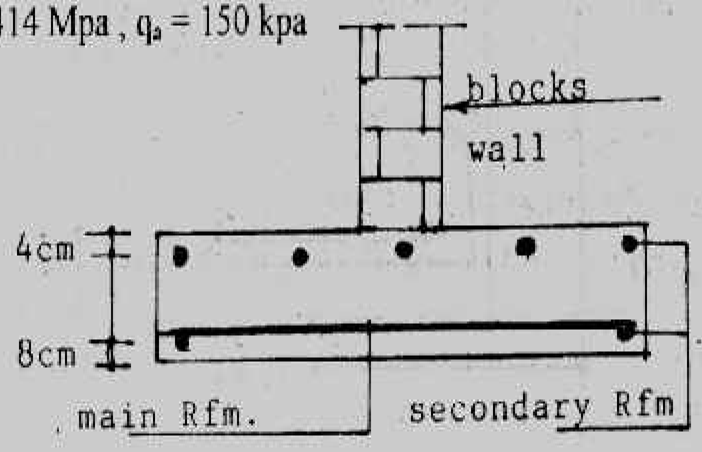
٨- تقدم الرسومات التفصيلية للأساس بالمقاطع المختلفة.

Example (5-3):

Design the wall footing for the following data :

Wall load consists in 100 kN/m (D = 60, L = 40 kN/m) including wall floor, and roof contribution, wall of concrete block 20 x 30 x 40 cm.

$f_c = 21$ Mpa , $f_y = 414$ Mpa , $q_a = 150$ kpa



شكل (٥-٨) مثال (٥-٣).

Solution :

$$B = \frac{100}{150} = 0.67 \text{ m}$$

take B = 0.70 m

We will arbitrarily make the depth of footing 40 cm deep overall (d = 32cm).

The ultimate soil pressure $q = \frac{1.4 \times 60 + 1.7(40)}{0.7} = 217.14$ kPa (ACI)

Check wide - beam shear at the face of the wall as :

$$V_u = 0.2 \times 217.14 = 43.4 \text{ kN}$$

$$v_u = \frac{43.4}{1 \times 0.32} = 135.63 << 650 \text{ kPa}$$

$$C' = 0.2 + \frac{0.3}{4} = 0.275 \text{ m}$$

$$M = q\, C'^2/2$$

$$= 217.14 \times \overline{0.275}^2 / 2 = 8.21 \text{ kN.m}$$

$$a = \frac{A_s f_y}{00.85 f_c b} = 400\, A_s / 0.85 \times 21 \times 1 = 23.19\, A_s$$

$$M_u = \phi\, A_s\, f_y\, (d - a/2)$$

$$\frac{M_u}{\phi\, f_y} = A_s\, (d - a/2)$$

$$\frac{8.21}{0.9 \times 414 \times 1000} = A_s\, (0.32 - 11.6\, A_s)$$

$$A_s^2 - 0.0276 \quad A_s = 1.897 \times 10\text{-}6$$

$$A_s = 0.069 \times 10^{-3} \text{ m}^2$$

For shrinkage $A_s = 0.0018\,(0.32) = 0.58 \times 10^{-3} \text{ m}^2 > 0.069 \times 10^{-3}$

$= 5.8 \text{ cm}^2$

use 5 ϕ 13/ width B

Minimum reinforcement should be furnished in the long direction to offset shrinkage and temperature effects.

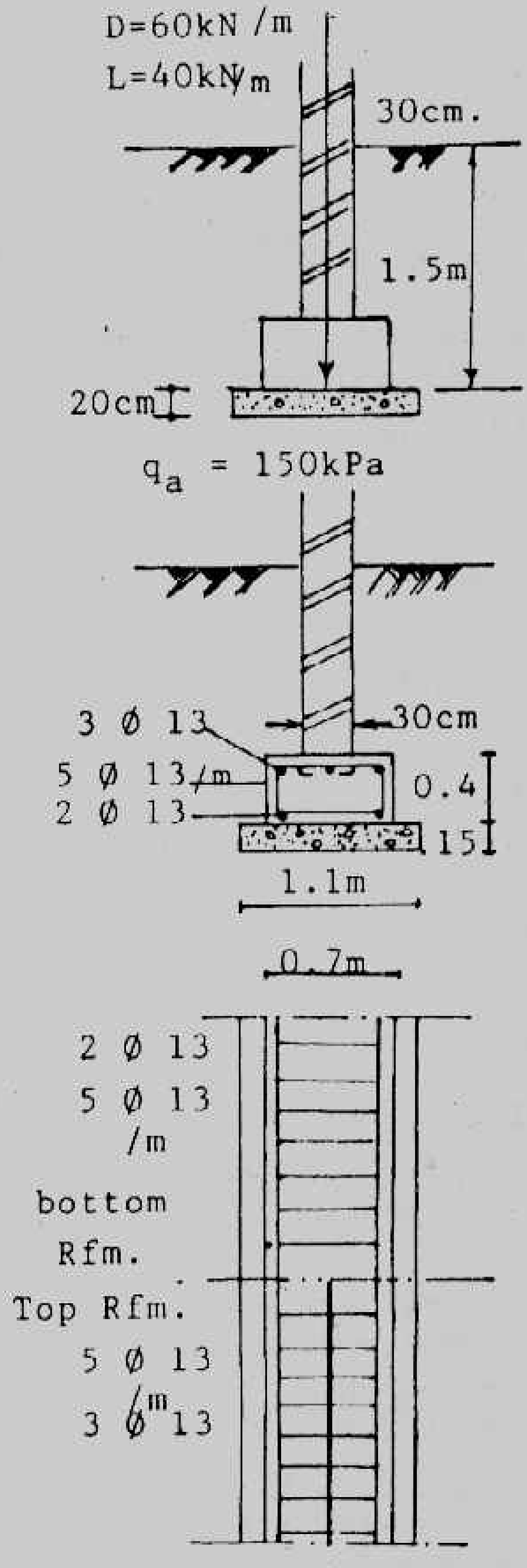
$$As = 0.0018\, Bd = 0.0018 \times 0.7 \times 0.32 = 4.032 \times 10\text{-}4 \text{ m}^2$$

$$= 4.032 \text{ cm}^2$$

use 5 ϕ 13 with 3 ϕ 13 at 4 cm from top, 2 ϕ 13 at 8 cm from bottom. Details of design are shown in Fig. (5-9).

Example (5-4):

Design a concrete footing for a load - bearing wall with the following characteristics :



شكل (٥-٩) تفاصيل التصميم لمثال (٥-٣).

Dead load D = 50 kN/m , live load L = 30 kN/m Gross allowable bearing capacity of soil = 110 kPa

f_y = 400 Mpa, f_c = 21 Mpa

unit weight of soil = 17 kN/m^3

unit weight of concrete = 25 kN/m^3

thickness of wall = 0.3 m

Depth of foundation = 1.5 m

Solution :

The thickness of foundation is 30 cm, and the steel bars to be used are assumed ϕ 13 mm, so :

$$d = 0.30 - 0.075 - \frac{0.0013}{2} = 0.224 \text{ m}$$

weight of foundation = 0.3 x 25 = 7.5 kN/m^2

weight of soil above the foundation = 1.2 x 17 = 20.4 kN/m^2

$q_{net\ all}$ = 110 - 7.5 - 20.4 = 82.1 kpa

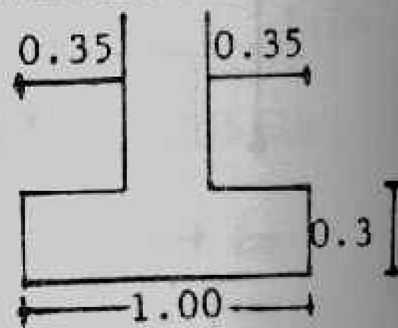
$B = (d + L) / q_{n\ all} = (50 + 30) / 82.1 = 0.974$ m

take B = 1.00 m

U = 1.4 D + 1.6 L = 1.4 x 50 + 1.6 x 30 = 118 kN (ECOP)

$$q = \frac{118}{1.00 \times 1} = 118 \text{ kN}$$

Check wide - beam shear where the shear occurs at a distance d from the face of the wall



شكل (٥-١٠): أبعــاد .

$V_u = (0.4 - 0.224)\ 118 = 20.77$ kN

$V_c = 0.17\ \sqrt{f_c}\ bd$

$= 0.17\ \sqrt{21} \times 0.224 \times 1 = 0.175$ MN

$\phi\ V_c = 0.85 \times 0.175 = 0.149$ MN = 149 kN > V_u

$$M_u = \frac{118(0.35)^2}{2} = 7.23 \text{ kN.m}$$

$a = A_s f_y / 0.85\ f_c\ b = 400\ A_s / 0.85 \times 21 \times 1 = 22.41\ A_s$

$$\frac{M_u}{\phi\ f_y} = A_s\ (d - a/2)$$

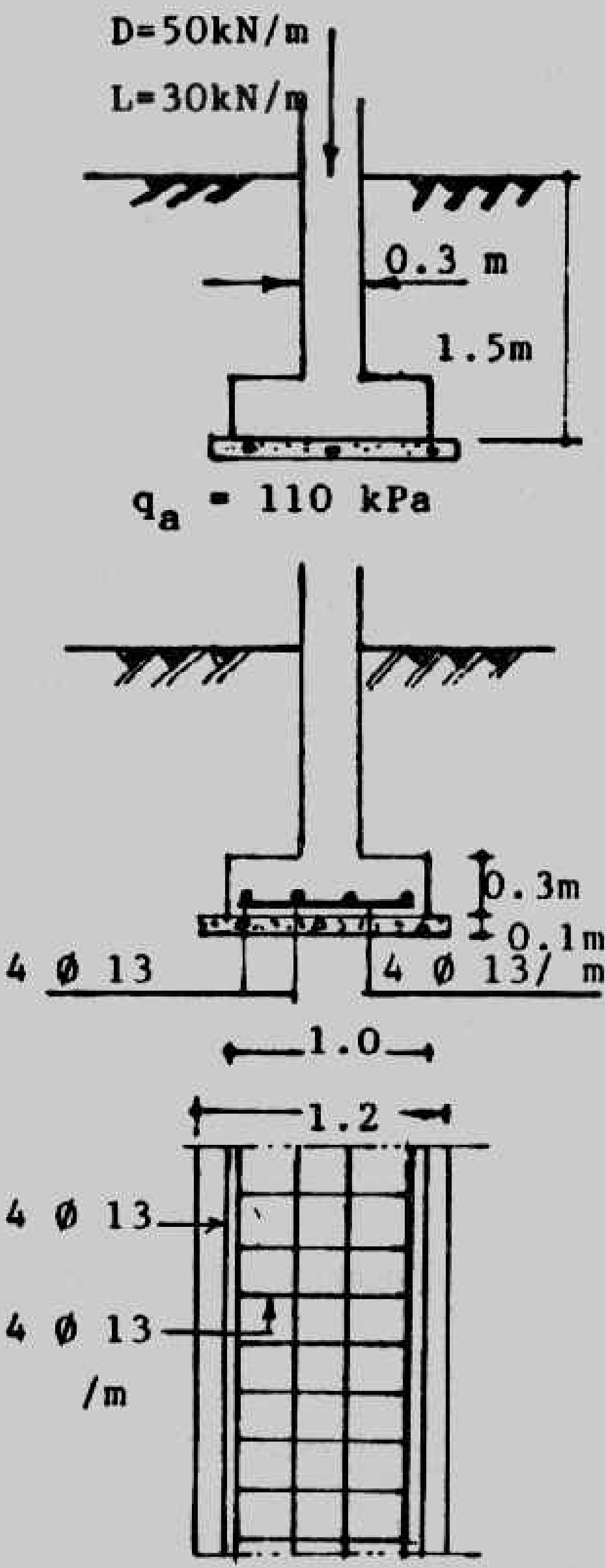
$$\frac{7.23}{0.9 \times 400 \times 100} = A_s\left(0.224 - \frac{22.41}{2} A_s\right)$$

$A_s^2 - 0.01999\ A_s = 1.79 \times 10\text{-}6$

$A_s = 0.891 \times 10\text{-}4$ m^2

For shrinkage $A_s = 0.0018\ (0.224) = 0.4032 \times 10^{-3}$ m > 0.1122×10^{-3}

= 4.03 cm^2



شكل (٥-١١) : مثال (٥-٤) تفاصيل.

use ⁴ φ ¹⁴ m

Development length of reinforcement bars

$l_d = 0.019\ A_b f_y / \sqrt{f_c}$

$= 0.019 \times 133 \times 400 / \sqrt{21} = 22.06$ m

$Ld_{min} = 0.058 \times 13 \times 400 = 30.16$ cm

take $Ld = 30.16 < 40 - 7.5 = 32.5$ cm

The final design sketch is shown in Fig. (5.11)

الأساسات الشريطية المعرضة لعـزم الانحنـاء :

تعامل الأساسات الشريطية المعرضـة لعزم الانحنـاء دائم الاتجـاه أو المنعكس معاملـة الأساسات المفردة المعرضة لهذه العزوم.

Example (5-5):

Design a strip footing to carry concrete wall subjected to vertical load with 25 t/m and reversible moment 5 mt/m Given the following data

Allowable bearing capacity = 3 kg/cm^2

Depth of foundation = 1.2 m

$f_c = 50$ kg/cm^2, $f_s = 1400$ kg/cm^2

Solution :

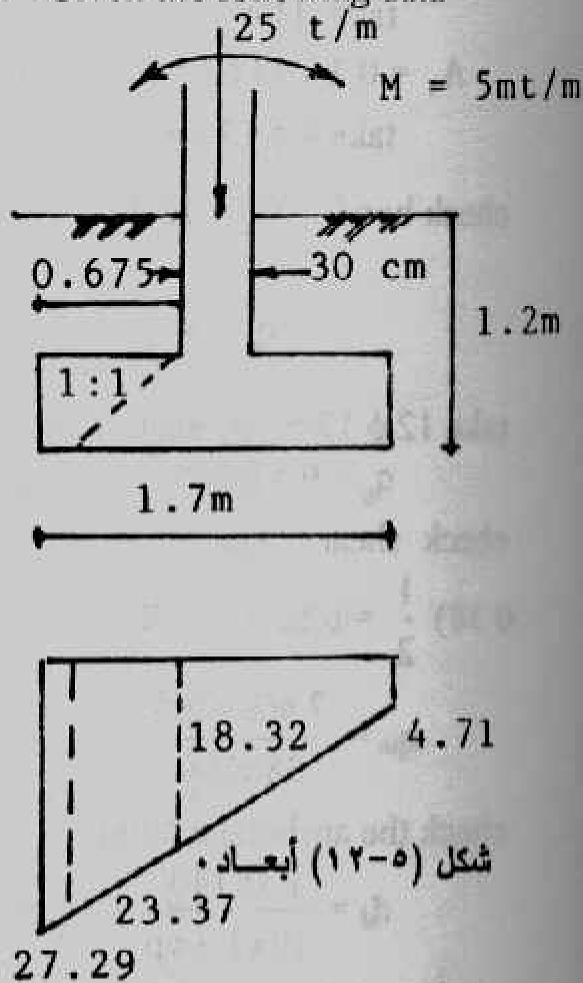
take $\gamma_s = 2$ g/cm^3

$$P_T = \frac{P}{q_a - D\gamma_s} q_a$$

$$= \frac{25}{30 - 1.2 \times 2} \times 30 = 27.2 \text{ t/m}$$

$e = M/N = 0.2$ m

$$q_a = \frac{P_T}{B \times 1}\left(1 + \frac{6e}{B}\right)$$



شكل (٥-١٢) أبعـاد .

$$30 = \frac{27.2}{B}\left(1 + \frac{6 \times 0.2}{B}\right)$$

$30 B^2 - 27.2 B - 39.168 = 0$

Solving this equation gives B = 1.68 m.

take B = 1.7 m

$q_1 = 27\ 29$ t/m

$q_2 = 4\ 71$ t/m'

$$M = 18\ 32 \times \frac{0\ 675^2}{2} + \frac{1}{2} \times 8\ 97 \times 0\ 675 \times 0\ 675 \times \frac{2}{3}$$

$= 4\ 174 + 1\ 36 = 5\ 54$ mt/m

$$d = 0\ 361 \sqrt{\frac{5.54 \times 10^5}{100}} = 26.87 \text{ cm}$$

take t = 40 cm, d = 33 cm

$$A_s = \frac{5\ 54 \times 10^5}{1237 \times 33} = 13.57 \text{ cm}^2$$

$A_{smin} = 0.002 \times 33 \times 100 = 6\ 6 \text{ cm}^2$

take 11 ϕ 13 /m (14 63 cm^2)

$A_s' = 0\ 3 \times 14.63 = 4\ 39 \text{ cm}^2$

take 4 ϕ 13 /m (5 3 cm^2)

check bond $\quad Q_b = 18.32 \times 0\ 675 + \frac{1}{2} \times 8.97 \times 0.675 = 15\ 39$ t

$$q_b = \frac{15.39 \times 10^3}{0.87 \times 33 \times 11 \times 1\ 3\pi} = 11\ 93 \text{ kg/cm}^2 > 10 \text{ kg/cm}^2$$

take 12 ϕ 13/m (L-shape) and t = 45 cm, d = 38 cm

$q_b = 9\ 5 \text{ kg/cm}^2 < 10 \text{ kg/cm}^2$

check shear $\quad Q_{sh} = 23\ 37\ (0\ 675 - 0\ 38) \times 1 + (27\ 29 - 23\ 37) \times (0.675 - 0\ 38)\ \frac{1}{2} = 6.89 + 0\ 578 + 0\ 578 = 7\ 468$ t

$$q_{sh} = \frac{7\ 468 \times 10^3}{38 \times 100} = 1\ 97 < 6 \text{ kg/cm}^2 \qquad \text{O.K}$$

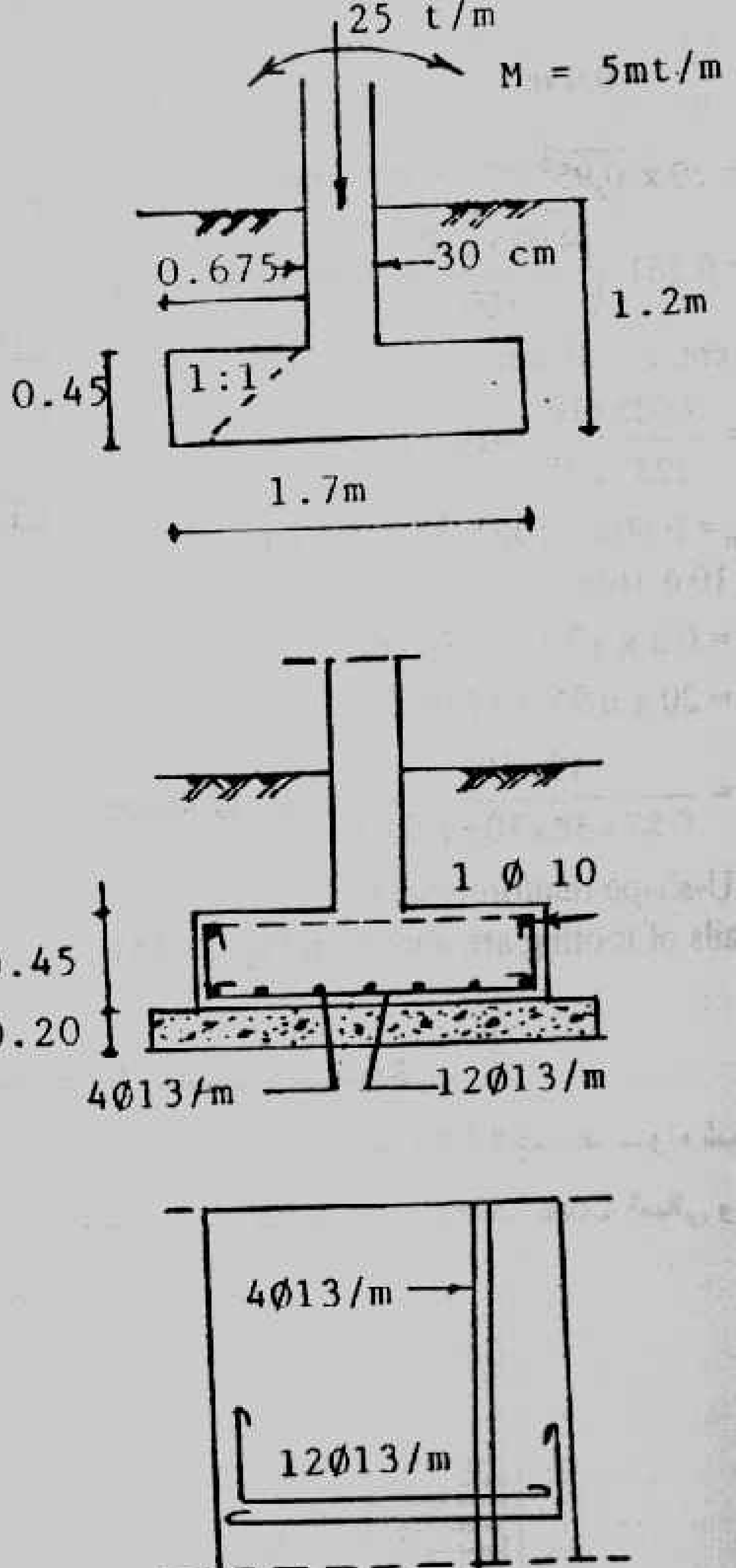
check the anchorage bond

$$d_d = \frac{1\ 3 \times 1400}{10 \times 1\ 3 \times p} = 44\ 56 < 67\ 5 \text{ cm}$$

Details of the footing are shown in Fig. (5-13)

Example (5-6):

Design a footing for a wall carrying a load 30 t/m and moment of 15 mt/m always acting in one direction The net allowable soil pressure is 1 5 kg/cm^2 Take $f_c = 50 \text{ kg/cm}^2$ $f_s = 1400 \text{ kg/cm}^2$



شكل (٥-١٣) : مثال (٥-٥) تفاصيــل.

Solution :

$A = 30/20 = 1.5\ m^2$

take $B = 1.5\ m$

$$q = \frac{30}{1.5 x 1} = 20\ t/m$$

$$e = \frac{12}{30} = 0.4\ m$$

$$M = 20 x \overline{0.95}^2 / 2 = 9.025\ t/m'$$

$$d = 0.361 \sqrt{\frac{9.025 x 10^5}{100}} = 34.3\ cm$$

take t = 45 cm, d = 38 cm

$$A_s = \frac{9.025 x 10^5}{1237 x 38} = 19.2\ cm^2$$

$$A_{smin} = 0.002 x 100 x 38 = 7.6\ cm^2$$

use 10 ϕ 16/m`

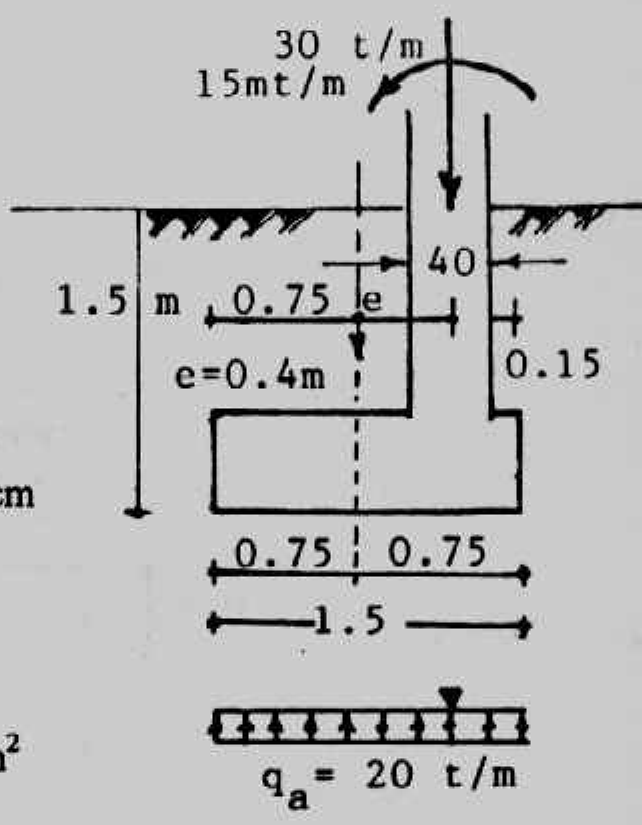
$$A_s' = 0.3 x 19.2 = 5.76\ cm^2 \qquad 5\ \phi\ 13/m'$$

$$q_b = 20 x 0.95 = 19\ t/m'$$

$$q_b = \frac{19 x 10^3}{0.87 x 38 x 10 x 1.6 x \pi} = 11.43\ kg/cm^2 < 12\ kg/cm^2$$

use U-shape reinforcement

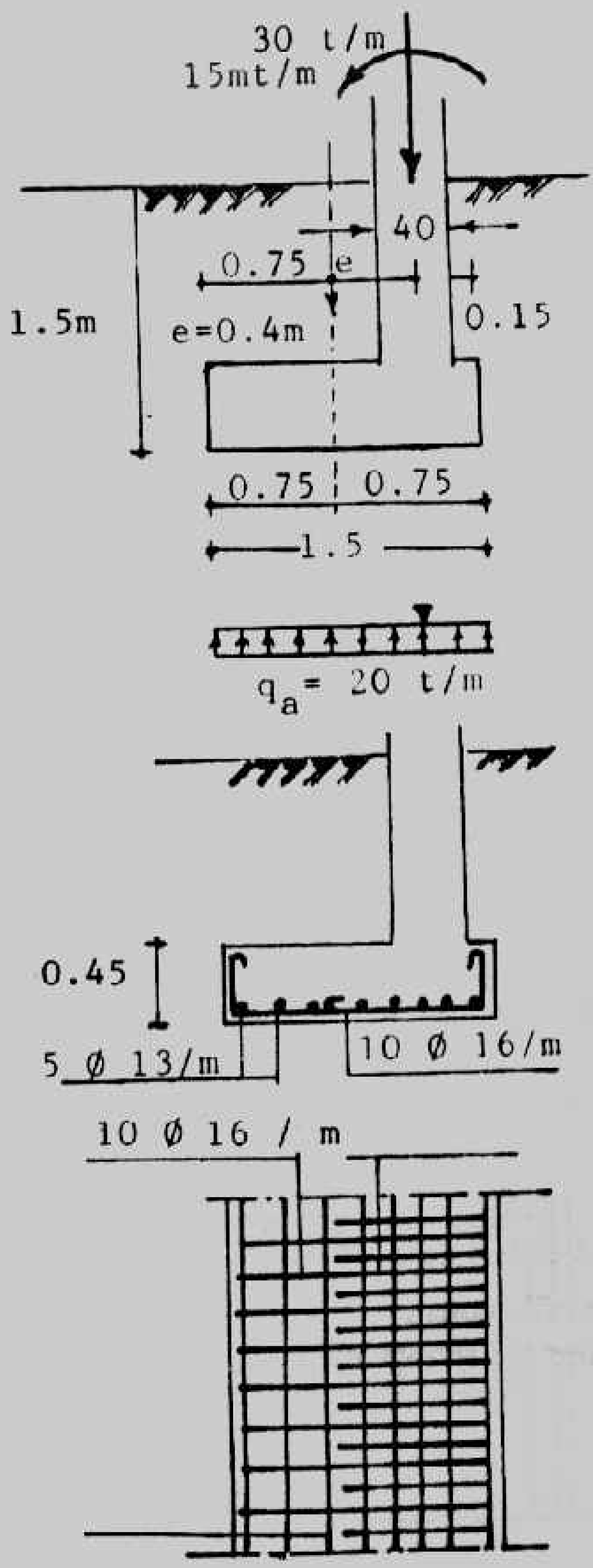
Details of footing are shown in Fig. (5-15)



شكل(٥-١٤): أبعاد ٠

استخدام القواعد الشريطية لحوائط المصاعد ولب المبانى :

تستخدم القواعد الشريطية كأساس للحوائط الخرسانية للمصاعد سواء شكلها كان على شكل |__| أو شكل ☐ ٠ كما تستخدم القواعد الشريطية للب Core المبانى ولحوائط القص وتصميم بنفس طرق التصميم السابق تقديمها٠



شكل (٥-١٥) مثال (٥-٦) تفاصيـــل

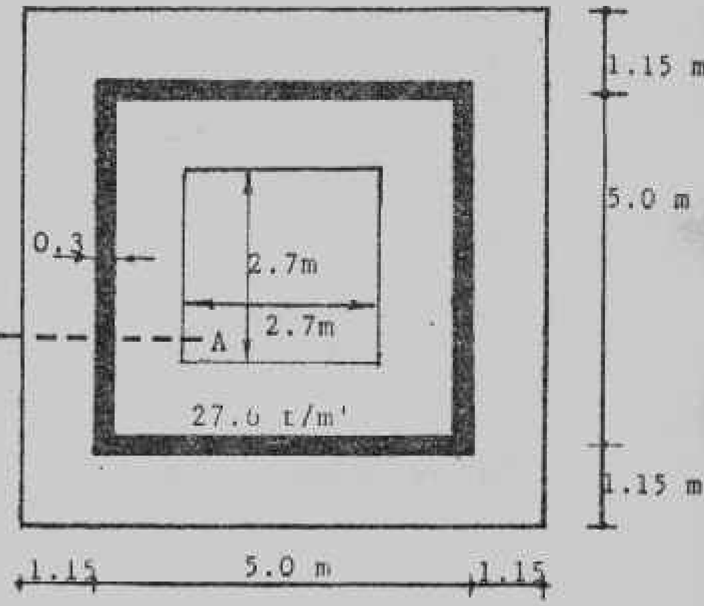
Example (5-7):

Design a footing for a buliding core carrying a load 30 t / m`, Fig. (5-16). Net allowable bearing capacity is 1.5 kg/cm^2 Take $f_c = 50$ kg/cm^2, $f_s = 1400$ kg/cm^2.

Solution :

Total load = 27.6 x 5 x 5 = 690 t

take the area of footing as shown in Fig. (5-16)



شكل (٥-١٦) أبعاد

$A = 7.3 \times 7.3 - 2.7 \times 2.7 = 46 m^2$

$q = \frac{690}{46} = 15 \ t/m^2 = q_{na}$

$M = 15 \times 1^2/2 = 7.5 \ mt/m`$

$d = 0.361 \sqrt{\frac{7.5 \times 10^5}{100}} = 31.25 \ cm^2$

take t = 40 cm , d = 33 cm

$A_s = \frac{7.5 \times 10^5}{1237 \times 33} = 18.37 \ cm^2$

$A_{smin} = 0.002 \times 100 \times 33 = 6.6 \ cm^2$

take 10 ϕ 16

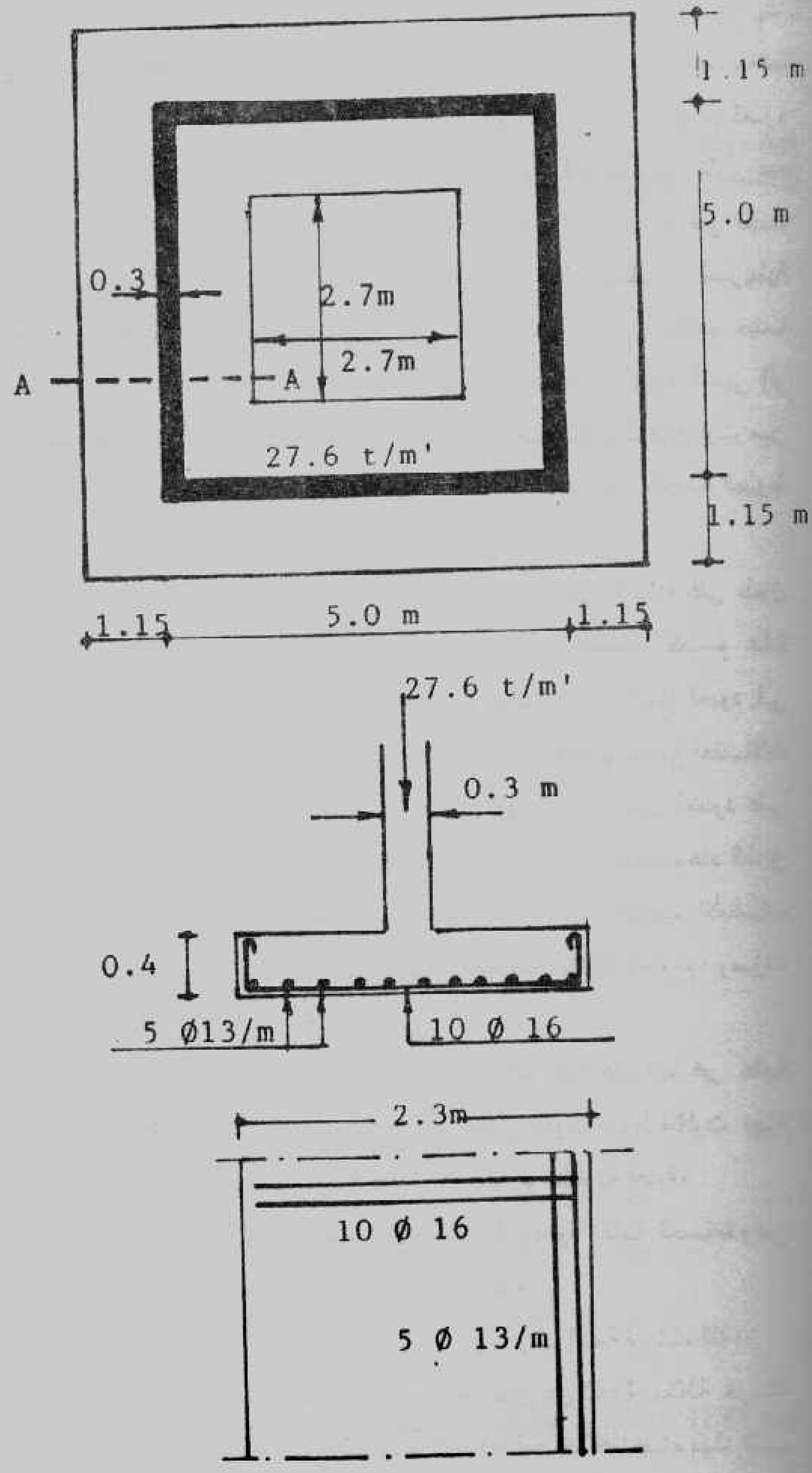
$A_s = 18.37 \times 0.3 = 5.51 \ cm^2$ take 5 ϕ 13/m`

$Q_b = 15 \times 1 = 15 \ t/m`$

$q_b = \frac{15 \times 1000}{0.87 \times 33 \times 10 \times 1.6 \times \pi} = 10.39 < 12 \ kg/cm^2$

use U-shape reinforcement

Details of footing are shown in Fig. (5-17)



Sec. A - A

شكل (٥-١٧) مثال (٥-٧) تفاصيـل.

الأساسات الشريطية تحت صفوف الأعمدة :

يمكن استخدام الأساسات الشريطية للتأسيس تحت صفوف الأعمدة باستخدام كمرة مستمرة بينهم وفى هذه الحالة يسمى الأساس بالشريطى على شكل حرف T مقلوب وقد تكون هذه الأساسات الشريطية فى اتجاه المحاور الطولية أو فى اتجاه المحاور العرضية أو فى اتجاه المحورين معا، والحالة الأخيرة تقترب من حالة اللبشة الكمرية. وتستعمل الأساسات الشريطية كحل وسط بين الأساسات المنفصلة وبين أساسات اللبشة ولذا فالأساسات الشريطية تستخدم حينما يكون جهد التربة ضعيفا أو متوسطا. كما تستخدم الأساسات الشريطية لمقاومة الهبوط النسبى (أو المتفاوت) لتربة التأسيس حيث أن الأساسات الشريطية أكثر مقاومة للهبوط المتفاوت من الأساسات المنفصلة وتقع الأساسات الشريطية فى المرتبة الثانية بعد اللبشة فى مقاومة الهبوط المتفاوت.

وتصميم الأساسات الشريطية ذات المحور الواحد على تحمل أحمال الأعمدة على طول محورها. أما الأساسات الشريطية ذات المحورين أو الأساسات الشريطية المتقاطعة فتصمم عادة على افتراض أن كل محور أو اتجاه يحمل حمل العمود كله أى لا يحدث توزيع لحمل العمود فى الاتجاهين ورغم أن هذا الافتراض لا يتفق مع الواقع الفعلى إلا أنه يغطى جميع احتمالات التصميم المختلفة. أما طرق التصميم المتقدمة والأكثر دقة فيتم فيها توزيع حمل العمود على الاتجاهين ويصمم كل محور أو اتجاه على الأحمال الفعلية الواصلة إليه من الأعمدة، وهذه الطرق المتقدمة تحتاج إلى دراسات دقيقة فى حساب ضغط التماس. وتختلف أساليب تصميم الأساسات الشريطية حسب جساءتها المطلوبة وفقا لطبيعة تربة التأسيس والهبوط المتفاوت المتوقع. وسوف نعرض هنا أسلوبين لتصميم الأساسات الشريطية :

- الأسلوب الأول (فى المثال ٥-٨) يتمثل فى تصميم الأساسات الشريطية على أنها غير عالية الجساءة، وهى تستخدم للتربة المتجانسة أو القوية والتى لا يخشى حدوث هبوط متفاوت بها. كما تستخدم حينما تكون أحمال الأعمدة وبحورها عديدة متساوية أو متقاربة القيمة.
- الأسلوب الثانى (فى المثال ٥-٩) يتمثل فى تصميم الأساسات الشريطية عالية الجساءة وهى تستخدم للتربة الضعيفة أو الغير متجانسة وفى البحور قليلة العدد.

وسوف نقدم أساليب أخرى للتصميم أكثر تقدما وأدق فى أبواب قادمة إن شاء الله.

وجدير بالذكر أن الأساس الشريطى الذى نحن بصدده يتكون من شفه أو بلاطة خرسانة مسلحة تتداخل معها كمرة رأسية مستمرة وتصمم الشفة أو البلاطة المسلحة كما جاء بهذا الباب

وعلى اعتبار ان الكمرة نمثل الحائط، أما الكمرة المستمرة فتصمم على أنها مرتكزة على الأعمدة وتصمم مقاطعها على أنها T-section أو Rectangular section .

Example (5-8) :

Design a footing of row of columns shown in Fig (5-18). Net allowable bearing capacity is 1.5 kg/cm^2 Take f_c = 60 kg/cm f_s = 1400 kg/cm^2

Solution :

Design of slab :

$$\text{Area} = \frac{3\times120+2\times80}{15} = \frac{360+160}{15} = \frac{520}{15} = 34.67 \text{ m}^2$$

$$B = \frac{34.67}{4\times6} = 1.44 \text{ m, take } B = 1.5 \text{ m}, \qquad \text{take } B = 1.5 \text{ m}$$

$$q = \frac{520}{1.5\times4\times6} = 14.44 \text{ t/m}^2$$

$C = (1.5 - 0.4)/ 2 = 0.55$ m

$M = 14.44 \times 0.552/2 = 2.18$ mt

$$d_m = 0.315\sqrt{\frac{2.18\times10^5}{100}} = 14.71 \text{ cm}^2$$

$Q_{sh} = (0.55 - dsh)\ 14.4$

$$d_{sh} = \frac{Q_{sh}}{b\times q_s} = \frac{(0.55-d_{sh})}{1\times50}$$

$d_{sh} = 0.123$ m

take t = 30 cm , d = 0.23 m

$A_s = 2.18 \times 105 /1237 \times 23 = 7.66$ cm^2

$A_{smin} = 0.002 \times 100 \times 23 = 4.6$ cm^2

take 6 ϕ 13/m` (7.96 cm^2)

$A_s = 0.25 \times 7.66 = 1.915$ cm^2

take 4 ϕ 13/m`

$Q_b = 14.4 \times 0.55 = 7.92$ t

$$q_b = \frac{7.92\times1000}{0.87\times23\times6\pi\ 1.3} = 12.23 \text{ t/m}^2$$

take 8 ϕ 13/m` with L-shape, then q_b = 9.17 t/m^2

Design of beam :

The beam is designed as a rectangalr section load /m` = $\frac{520}{24}$ = 21.67 t/m`

the moment calculated by

$M = ql^2/12 = 21.67 \times 62/12 = 65$ mt

d = 0.315 cm ,d = 128 cm

$$A_s = \frac{65 \times 10^5}{1217 \times 128} = 41.73 \text{ cm}^2$$

use 11 ϕ 22

The critical sect. of shear is at d from the face of edge column

$Q_{sh} = 47.93$ t

$$q_{sh} = \frac{47.93 \times 1000}{40 \times 128} = 9.36 \text{ kg/cm2}$$

use 4 branches stirrup ϕ 10 at 15 cm in shear zone

$$q_{st} = \frac{4 \times 0.785 \times 1400}{15 \times 40} = 7.33 \text{ kg/cm}^2$$

The reminder can be resisted by bent up bar 4 ϕ 22.

The details of footing are given in Fig. (5-18)

Example (5-9):

Design a continous strip footing for the three columns given in Fig. (5-19). The net allowable bearing capacity is 1.3 kg/cm, $f_c = 60$ kg/cm^2, $f_s = 2000$ kg/cm^2, $q_{sh} = 6$kg/cm^2

Solution :

R = 120 + 80 + 1000 = 300 t

$$X = \frac{120 \times 5 + 100 \times 11}{300} = 5.67 \text{ m}$$

e = 5.67 - 5.00 - 0.67 m

A = 300/13 = 23.08m^2

From Fig. (5-19) L = 11.94 m

$$B = \frac{23.08}{11.94} = 1.93 \text{ m} \qquad \text{taken 2.0 m}$$

$$q = \frac{300}{11.94 \times 2} = 12.56 \text{ t/m}^2$$

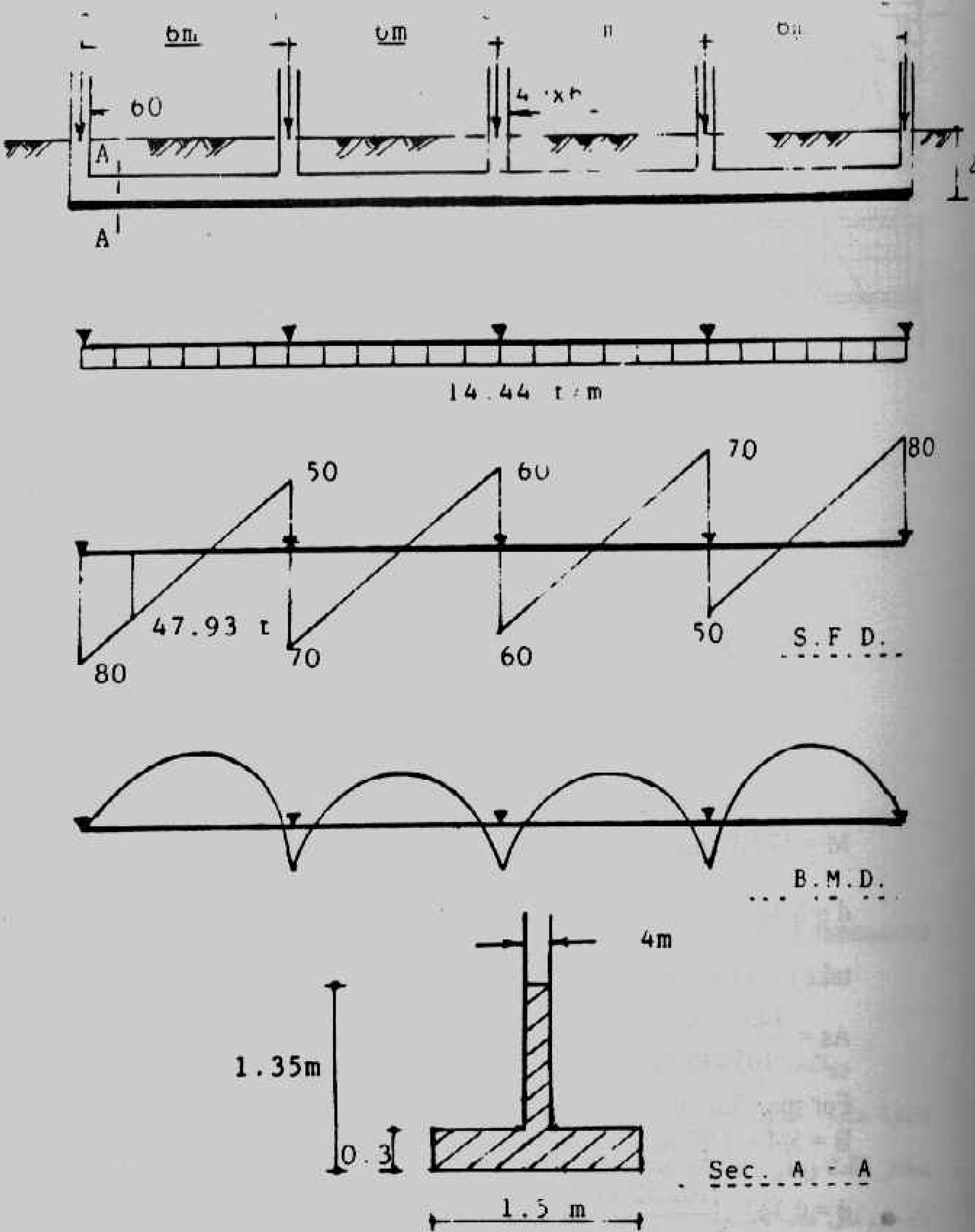
Design of beam

If the footing is very rigid, the contact pressure can be assum as uniformly distributed and the beam is statically determined. The internal forces are shown in Fig. (5-19). The beam is designed as a T-sec. The effective width B of T-section equals the smallest rate the width of slab or 4 times breadth of beam web or 1/4 of smallest span.

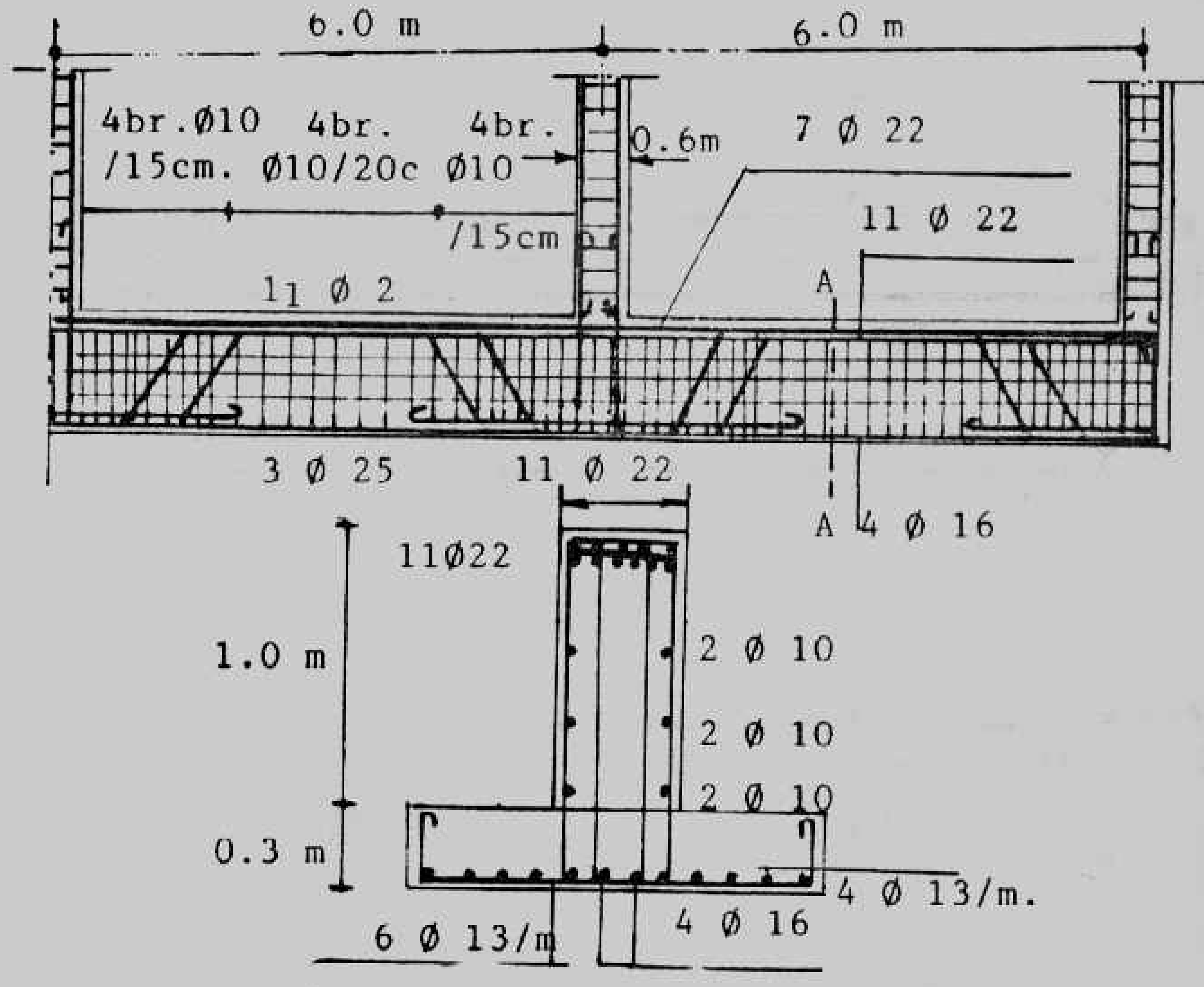
For span 6.0 m.

Bslab = 2.00 m or 4 x 0.5 = 2.00 or 6/4 = 1.5 m

take B = 1.5 m (the smallest value).



شكل (٥ ١٨) مثال (٥ ٨) ابعاد وتفاصيـــل.



تابع شكل (٥-١٨): مثال (٥-٨) أبعـــاد وتفاصيــل

M = 133.37 mt

$$d = 0.347 \sqrt{\frac{133.37 \times 10^5}{150}} = 103.5 \text{ cm}$$

take t = 110 and d = 105 cm

$$As = \frac{133.37 \times 10^5}{105 \times 1804} = 70.4 \text{ cm}^2 \; 15 \, \phi \, 25$$

For span 5.0 ms

B = 5/4 = 1.25 m

$$d = 0.347 \sqrt{\frac{102.32 \times 10^5}{125}} = 99.28 \text{ cm}$$

take the same thickness t = 110 cm, and d = 105 cm

$$A_s = \frac{102.32 \times 10^5}{1804 \times 105} = 54 \ cm^2 \qquad 11 \ \phi \ 25$$

The critical section of shear is at d from the face of edge column.

Q_{sh} max = 57.53 t

$$q_{sh} = \frac{57.53 \times 1000}{50 \times 105} = 10.96 \ kg/cm^2$$

use 4 branches stirrup ϕ 10 at 15 cm in shear zone :

$$q_{st} = \frac{4 \times 0.785 \times 2000}{15 \times 50} = 8.37 \ kg/cm^2$$

The remainder can be resisted by bent up bars.

Design of slab

C = (25 - 0.5)/2 = 0.75 m

$M = 12.56 \times 0.75^2/2 = 3.53$ mt

$$d_m = 0.347 \sqrt{\frac{3.53 \times 10^5}{100}} = 20.62 \ cm$$

$Q_{sh} = (0.75 - d_{sh})\ 12.56$

$$d_{sh} = \frac{Q_{sh}}{b \times q_s} = \frac{(0.75 - d_{sh})}{1 \times 60}$$

$d_{sh} = 0.13$ m

take t = 30 cm, d = 0.23 cm

As = 3.53 x 105/ 1804 x 23= 4.6 cm^2

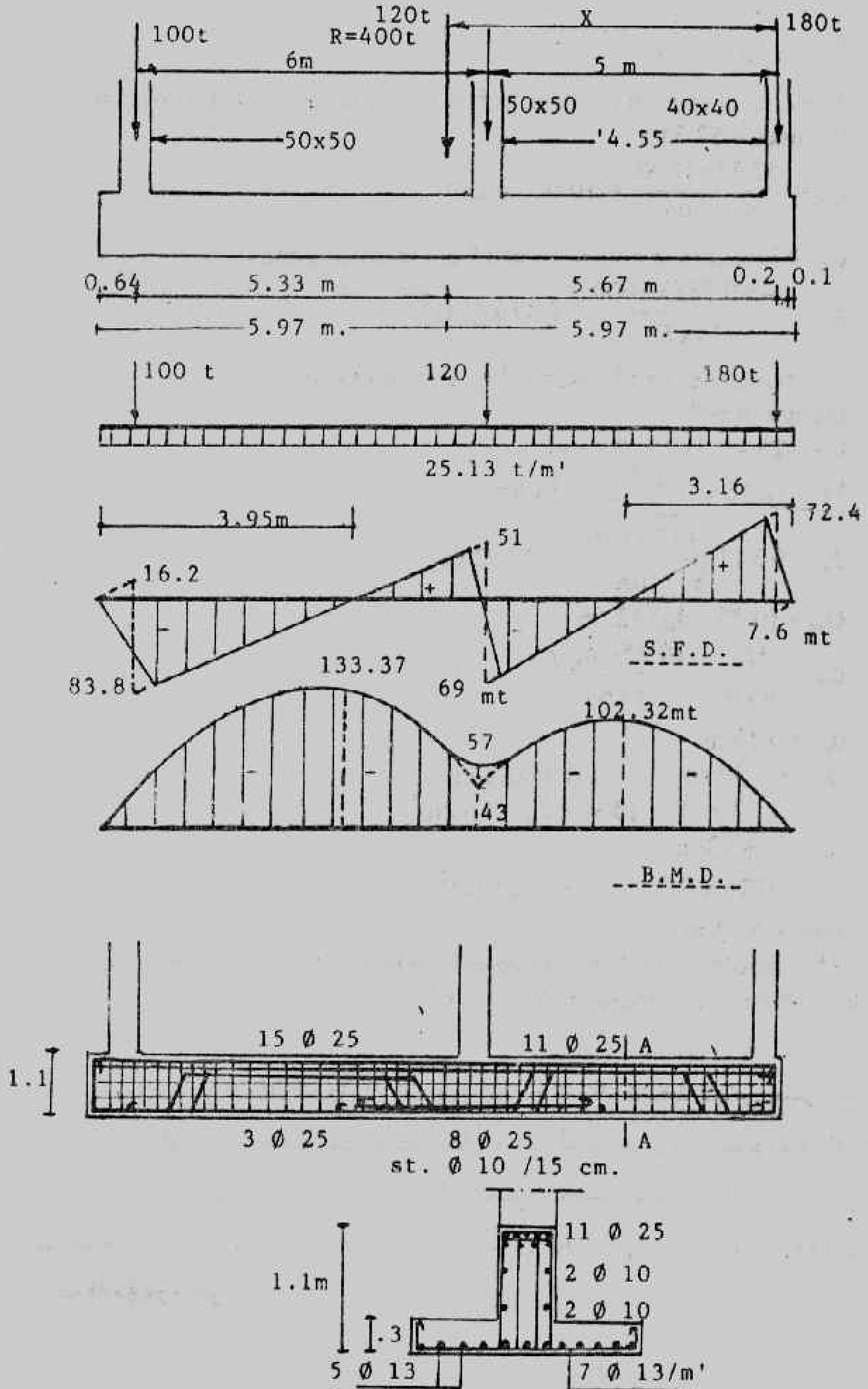
take 7 ϕ 13/m`

$A_s = 0.25 \times 8.5 = 2.125 \ cm^2$

take 4 ϕ 13/m`

The deformation bars will be safe in bond. The details of dimensions and reinforcements are shown in Fig. (5-19).

ويلاحظ من المثال السابق أن افتراض التوزيع المنتظم لضغط التماس يعطى عادة قوى داخلية عالية. أما إذا تم تصميم هذا الأساس ككمرة على أساس مرن فإن عـزم الانحنـاء ينخفـض بمقدار الثلث وعلى ذلك فإن كميتى الخرسانية والتسليح تنخفضان بمقدار ٢٠٪. ولذا فإننـا ننصـح بتصميم مثل هذه الأساسات على أنها كمرة على أساس مـرن. وهـذا مـا سـوف نتعـرض لـه فـى أبواب قادمة مرة أخرى.

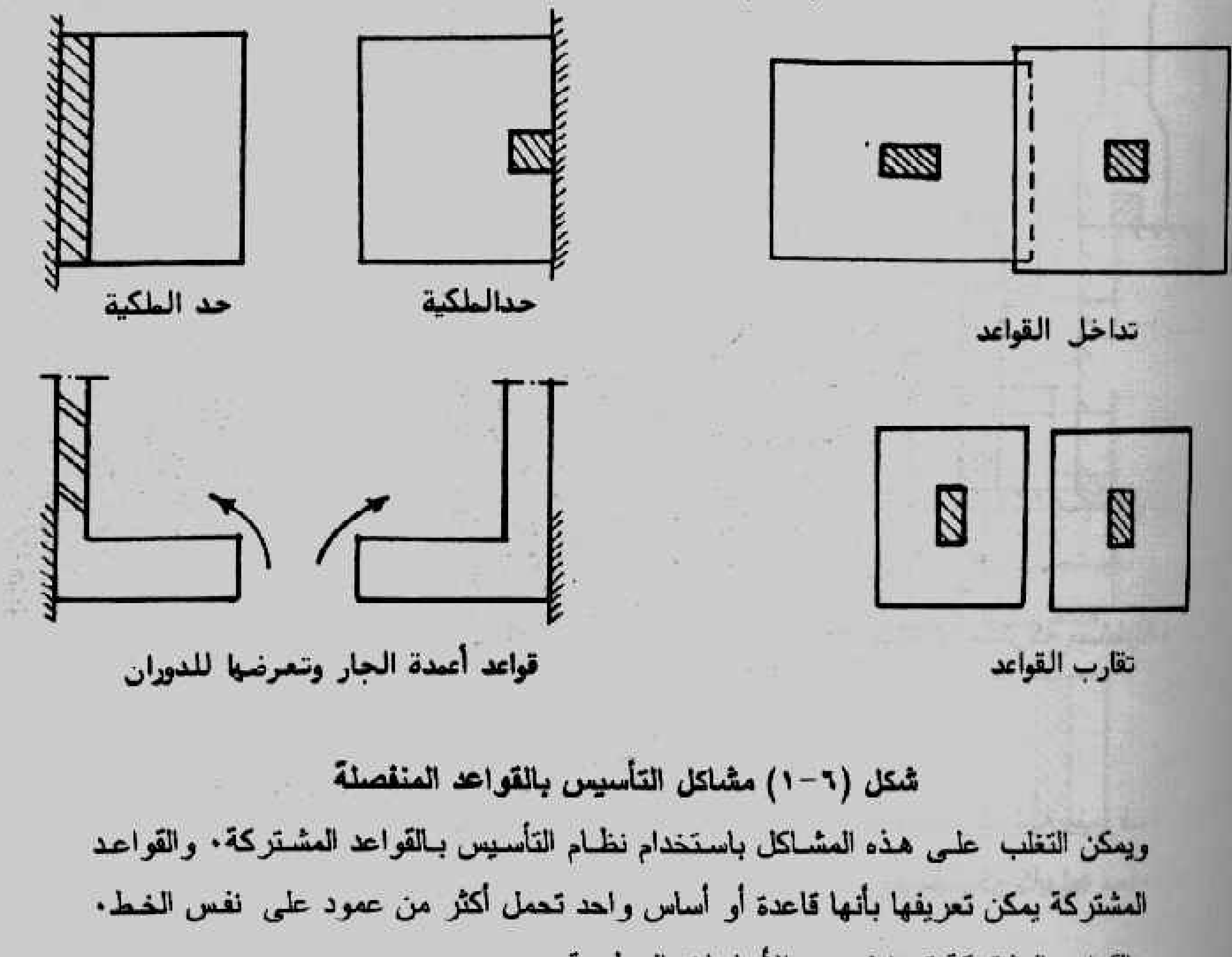


شكل (٥-١٩) مثال (٥-٩) أبعاد وتفاصيل .

الباب السادس

القواعد المشتركة Combined Footings

عند التأسيس باستخدام القواعد المنفصلة تظهر بعض المشاكل التى تحول دون استخدام أسلوب القواعد المنفصلة مثل تداخل قاعدتين معا، أو تقارب قاعدتين لبعضهما. كما أن قواعد أعمدة الجار تمثل مشكلة فى حد ذاتها حيث أنها معرضة للدوران لو تم تنفيذها كقواعد منفصلة شكل (٦-١).



شكل (٦-١) مشاكل التأسيس بالقواعد المنفصلة

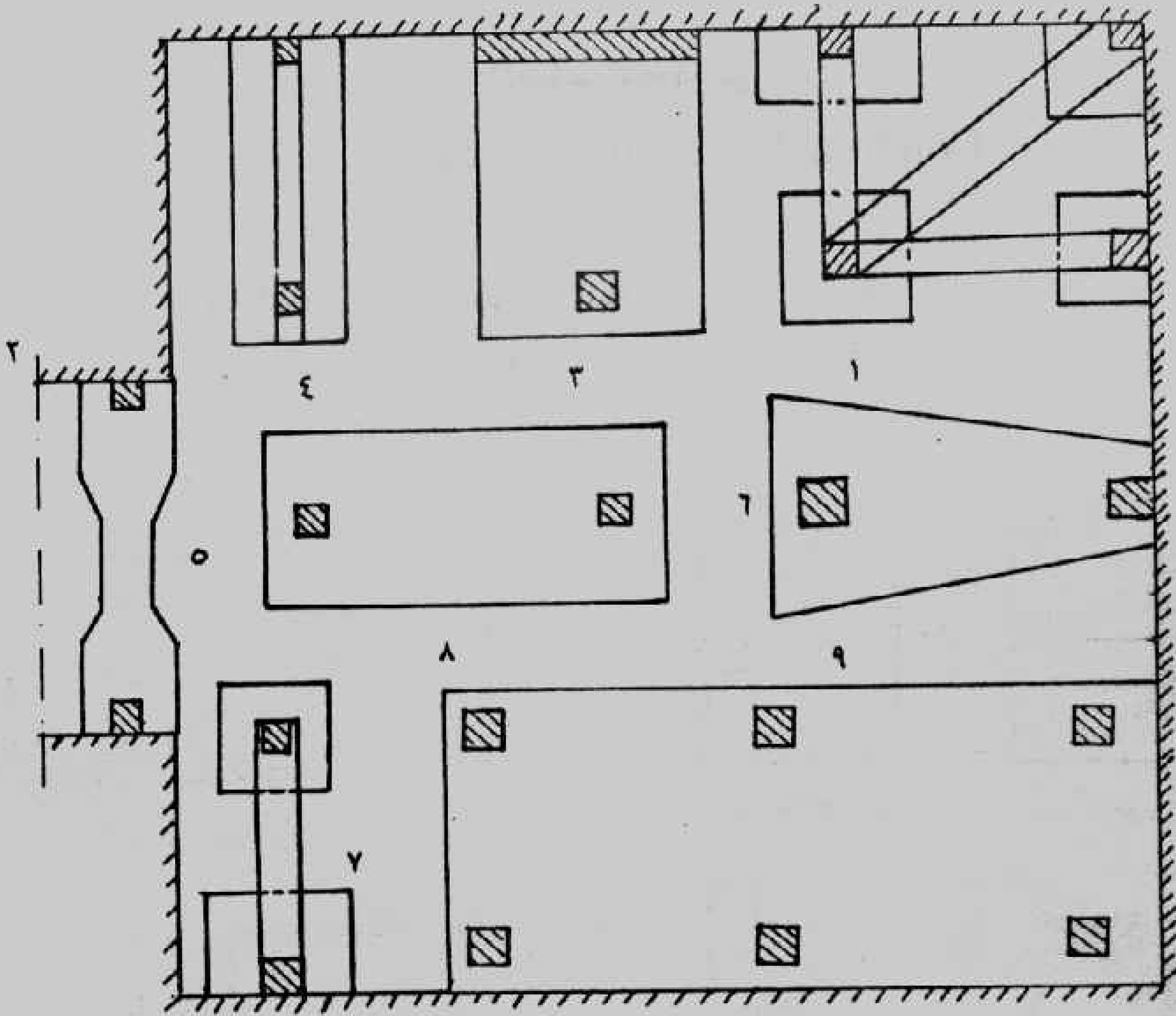
ويمكن التغلب على هذه المشاكل باستخدام نظام التأسيس بالقواعد المشتركة. والقواعد المشتركة يمكن تعريفها بأنها قاعدة أو أساس واحد تحمل أكثر من عمود على نفس الخط. والقواعد المشتركة تصنيف من الأساسات السطحية.

وتأخذ القواعد المشتركة أشكالا متعددة موضحة بمجملها فى شكل (٦-٢) وبمفردها فى شكل (٦-٣) وأكثر أشكالها استخداما هى :

١- قواعد مشتركة مستطيلة الشكل Rectangular combined footing .

٢- قواعد مشتركة شبه منحرف الشكل Trapizoidal combined footing .

٣- قواعد مشتركة كابولية Contilever combined footing (strap footing) .



شكل (٦-٢) القواعد المشتركة واللبشــة.

١- قاعدة مشتركة مستطيلة داخلية.

٢- قاعدة جار مشتركة مستطيلة.

٣- قاعدة حائط جار مشتركة مع عمود.

٤- قاعدة مشتركة بـ T مقبولة (أو قاعدة مشتركة بكمرة).

٥- قاعدة مشتركة غير منتظمة.

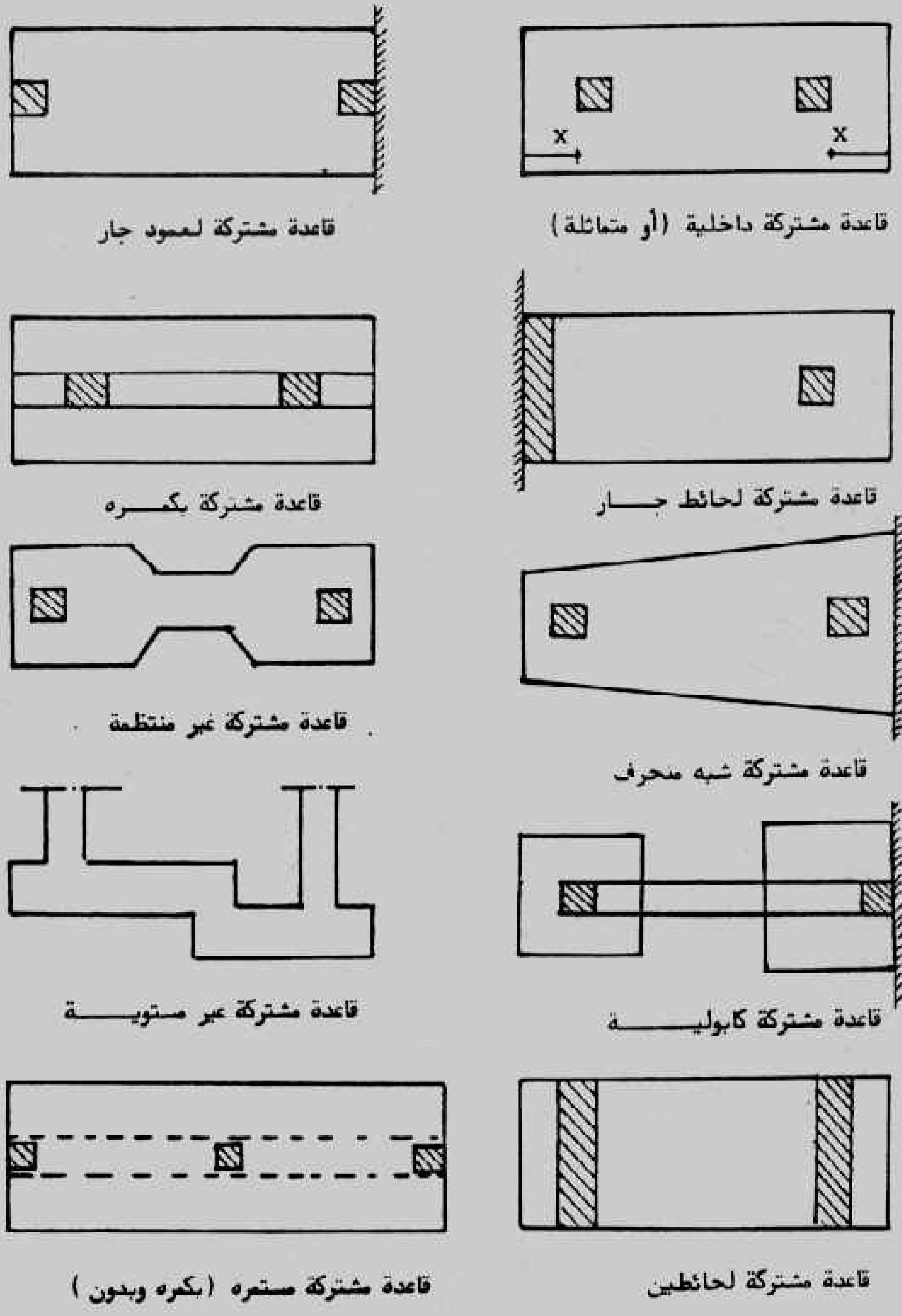
٦- قاعدة مشتركة شبه منحرف.

٧- قاعدة مشتركة كابوليه.

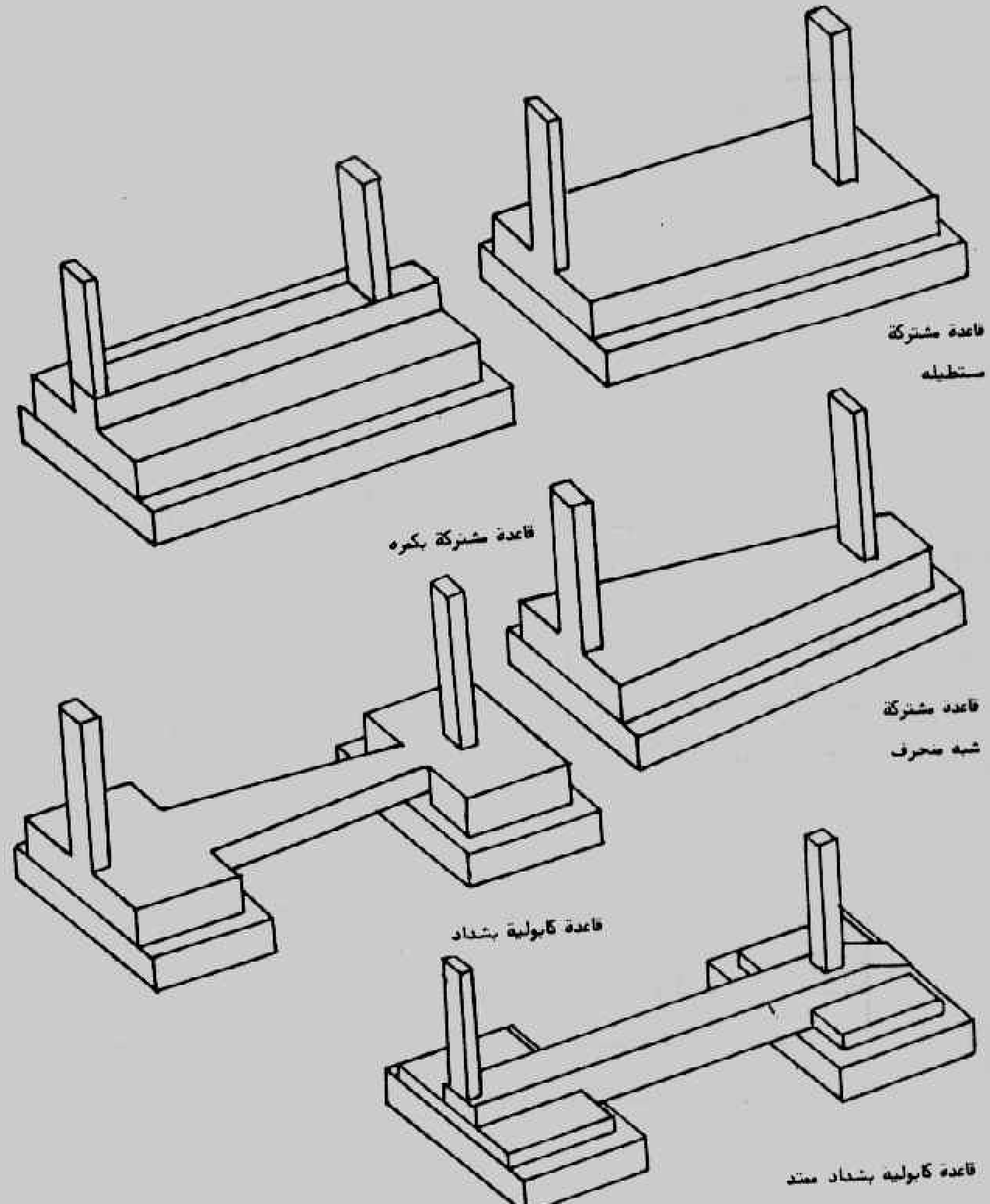
٨- قواعد مشتركة كابوليه معا.

٩- لبشـــة.

والقواعد المشتركة تستخدم حينما لا تسمح المسافة بين عمودين باستخدام قواعد منفصلة، أو حينما يوجد عمود خارجي على حد الملكية لا يصلح معه تنفيذ أساس منفصل فيتم ربط هذا العمود الخارجي بآخر داخلي بأى نظام من أنظمة القواعد المشتركة حيث يمكن التغلب على اللامركزية فى الأساس المنفصل الخارجي التى قد تسبب دوران أو هبوط متفاوت كبير أو زيادة كبيرة فى الاجهادات المنقولة إلى التربة قد تفوق قدرة تحملها. وشكل (٦-٤) يبين أنواع القواعد المستخدمة فى ربط عمود الجار بعمود آخر داخلى.



شكل (٦-٣) : أنواع القواعد المشتركة



شكل (٦-٤): القواعد المشتركة لربط عمود الجار بآخر داخلى

$$\bar{X} = P_2 S/R$$

ويمكن تحديد نصف طول الأساس L/2 من :

$$L/2 = \bar{X} + Y_1$$
$$L = 2 (\bar{X} + Y_1)$$

ويجب مراعاة أن قيمة Y_1 معلومة من :

$$Y_1 = y + (a_1 /2)$$

حيث y هى بعد وجه العمود عن حد الملكية وهذه القيمة تساوى صفرا لو أن وجه العمود الخارجى يقع على حد الملكية تماما. كما يجب ملاحظة عدم المبالغة فى تقريب الطول L تجنبا لحدوث إجهادات غير منتظمة التوزيع أسفل الأساس ولذلك فيكفى التقريب لأقرب ٥ سم أو ١٠سم.

٢- تحديد عرض الأساس من :

$$B = \frac{R}{q_{na}} \quad \text{or} \quad B = \frac{R_T}{q_a}$$

وتقرب B لأقرب ٥ سم.

٣- يعين جهد التصميم من :

$$q = \frac{R}{L \times B}$$

٤- تعتبر القاعدة المشتركة محددة استاتيكيا ولذا يمكن رسم مخطط قوى القص ثم يعين مكان القص المساو للصفر Zero shear .

٥- يرسم مخطط عزم الانحناء ويعين أقصى انحناء المقابل للقص الصفرى.

٦- يحدد عمق الأساس المقاوم للعزم d_m وكذلك المقاوم للقص d_{sh} بدون تسليح للقص.

ويحدد العمق المقاوم للعزم باستخدام العزم الأقصى Mmax كما أن المقطع الحرج للقص يكون على مسافة d من وجه العمود الذى له قص أكبر (العمود أو الحمل الأكبر أى الداخلى)، شكل (٦-٦) كما يجب تحديد عمق الأساس المقاوم للقص الثاقب d_p علما بأن المقطع الحرج للقص الثاقب يقع على بعد d/2 حول العمود كما هو مبين بشكل (٦-٧) وتحسب قوى القص الثاقب كما يأتى :

$$Q_{p1} = P_1 - q (b_1 + dp) (a_1 + d_p/2 + y)$$
$$Q_{p2} = P_2 - q (b_2 + dp) (a_2 + d_p)$$

وأما عمق القص الثاقب فيحسب من :

$$d_p = Q_p / q_p . \Sigma l$$

حيث Σl هو محيط المقطع الحرج وهو فى هذه الحالة.

وعادة ما تصمم القواعد المشتركة على اعتبار أن القاعدة نفسها عالية الجساءة Rigid أو على اعتبار القاعدة تمثل كمرة على وسط مرن Beam on an elastic media والاعتبار الأول يمثل الطريقة التقليدية فى التصميم حيث يفترض أن محصلة الأحمال الواصلة من الأعمدة للقاعدة المشتركة تؤثر فى مركز ثقل هذه القاعدة مما يضمن التوزيع المنتظم للإجهادات على التربة. أما الاعتبار الثانى فهو الأكثر دقة ويحتاج إلى مجهود أكبر فى التصميم كما أنه يحتاج إلى طرق تحليل عالية المستوى بالإضافة إلى ضرورة استخدام الحاسبات الآلية فى الحل.

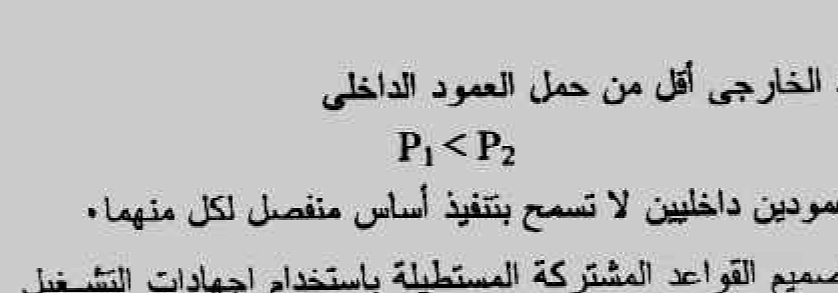
وسوف نركز فى هذا الباب على الاعتبار الأول فى التصميم وهى القواعد المشتركة الجاسئة. وسوف نركز فى باب قادم على الاعتبار الثانى فى التصميم.

ويجب ملاحظة أن القواعد المشتركة فى الاعتبار التقليدى للتصميم ولأى عدد من الأعمدة تعتبر محددة استاتيكيا حيث أحمال الأعمدة معروفة وهى تمثل ردود أفعال الدعامات (إلى أسفل) أما الأحمال فهى جهد التربة المنتظم والمؤثر من أسفل إلى أعلى.

تصميم القواعد المشتركة المستطيلة Rectangular Combined Footings :

تستخدم القواعد المشتركة المستطيلة فى الحالات الآتية :

١- حينما يحد العمود الخارجي حد ملكية أو جار أو خطوط مياه أو صرف أو أى عمل هندسى آخر يمثل عائقا لامتداد أساسه المنفصل إذا نفذ له شكل (٦-٥).



شكل (٦-٥)
أعمدة القاعدة المشتركة

ويشترط أن يكون حمل العمود الخارجى أقل من حمل العمود الداخلى

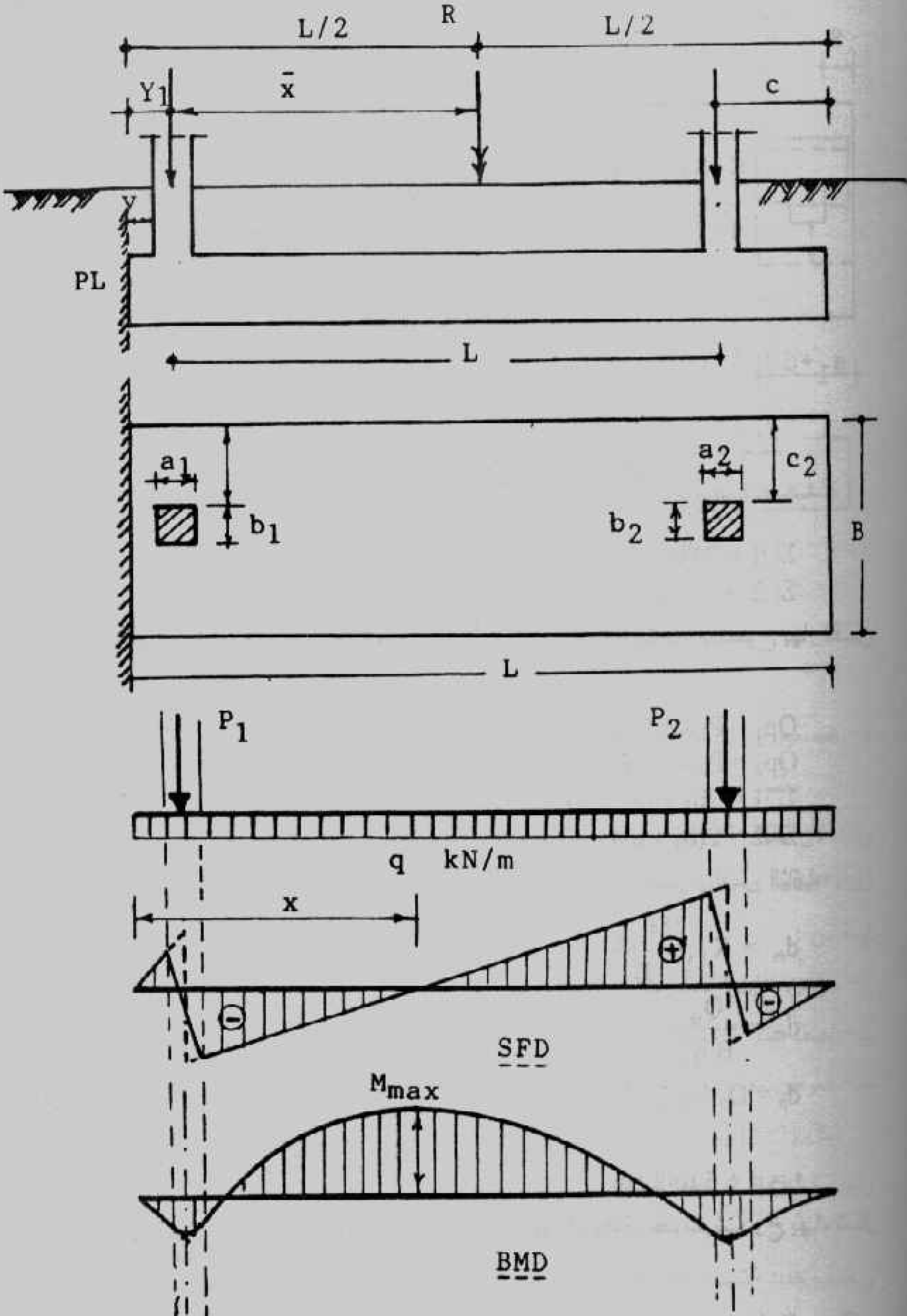
$$P_1 < P_2$$

٢- حينما تكون المسافة بين عمودين داخليين لا تسمح بتنفيذ أساس منفصل لكل منهما.

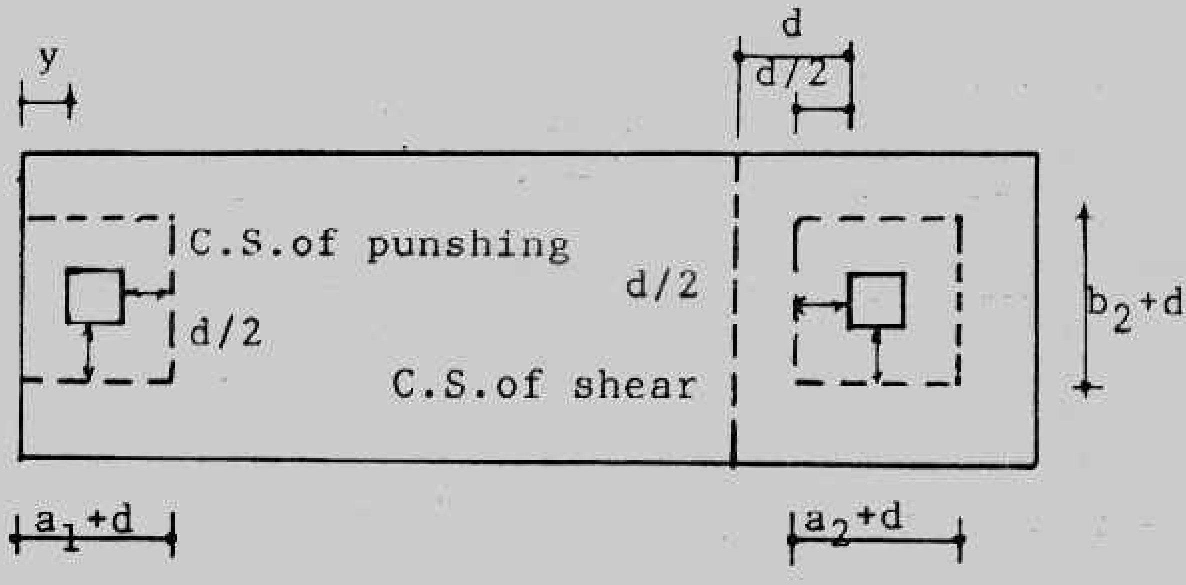
ويبين شكل (٦-٦) خطوات تصميم القواعد المشتركة المستطيلة باستخدام اجهادات التشغيل والتى تتمثل فى الخطوات الآتية :

١- تعين محصلة أحمال الأعمدة R وكذلك نقطة تأثيرها $\overline{X}$

$$R = P_1 + P_2$$



شكل (٦-٦) : القاعدة المشتركة المستطيلة



شكل (٦-٧) : مقاطع القص والقص الثاقب

$$\Sigma \square 1 = 2(b_1 + d_p) + (a_1 + dp/2 + y)$$
$$\Sigma \square 2 = 2[(b_2 + d_p) + (a_2 + d_p)]$$

كما يمكن أخذ المقطع الحرج حول العمود مباشرة مع زيادة الاجهادات المسموح بها للقص الثاقب وفى هذه الحالة يكون :

$$Qp_1 = P_1 - q\, b_1\, a_1$$
$$Qp_2 = P_2 - q\, b_2\, a_2$$
$$\Sigma \square 1 = 2b_1 + (a_1 + y)$$
$$\Sigma \square 2 = 2(b_2 + a_2)$$

ويختار أكبر عمق d من القيم الثلاثة للسمك المعينة من العزم والقص والقص الثاقب.

$$d_m = K_1 \sqrt{\frac{M_{max}}{B}}$$

$$d_{sh} = \frac{Q_{sh}}{B.q_{sh}}$$

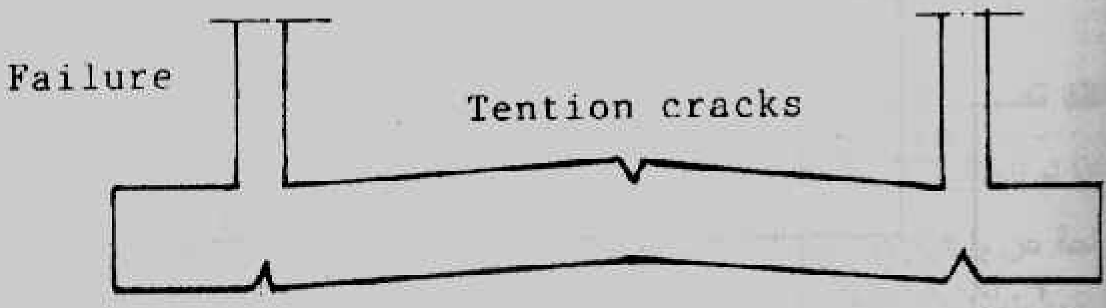
$$d_p = Q_p / q_p.\Sigma \square$$

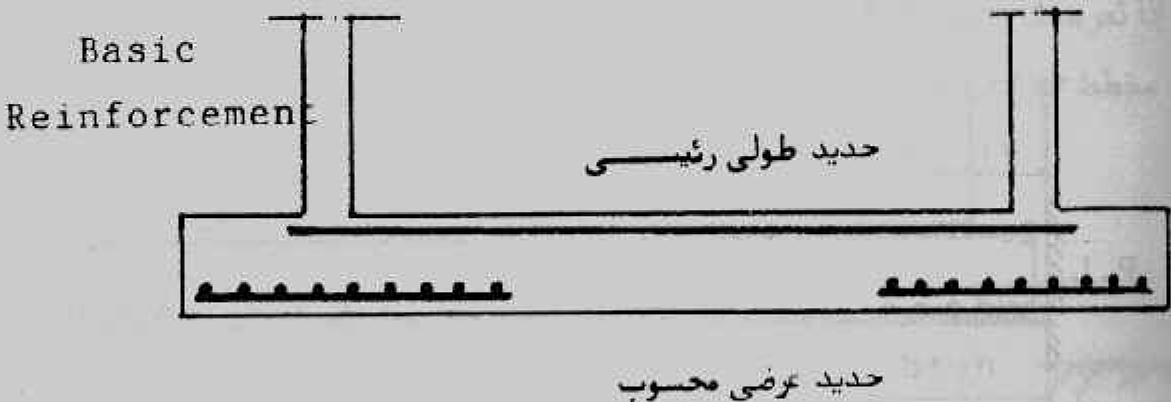
تم تعيين تخانة الأساس t من :

$$t = d + 5 \text{ to } 8 \text{ cm}$$

٧- يحسب الحديد الطولى الرئيسى و هو يغطى المناطق المحتمل حدوث شروخ بها، شكل (٦-٨).

ويهمل هنا حساب قوى التماسك وبالتالى اجهادات التماسك حيث تكون القيم العظمى للعزوم متواجدة مع القطاع الخالى من قوى القص وهى نفسها تكون قوى التماسك.





شكل (٦-٨) : الانهيار والتسليح الرئيسى

٨- التصميم فى الاتجاه العرضى Transverse Direction ·

تصمم القاعدة المشتركة فى الاتجاه العرضى كقاعدة منفصلة لكل عمود على حدة وذلك لأن أحمال الأعمدة توزع فى الاتجاه العرضى أيضا تحت الأعمدة وتعمل المنطقة تحت الأعمدة عرضيا ككمرات مدفونة ويؤخذ عرض هذه الكمرات العرضية المدفونة أقل قيمة من :

أ - عرض القاعدة المشتركة B ·

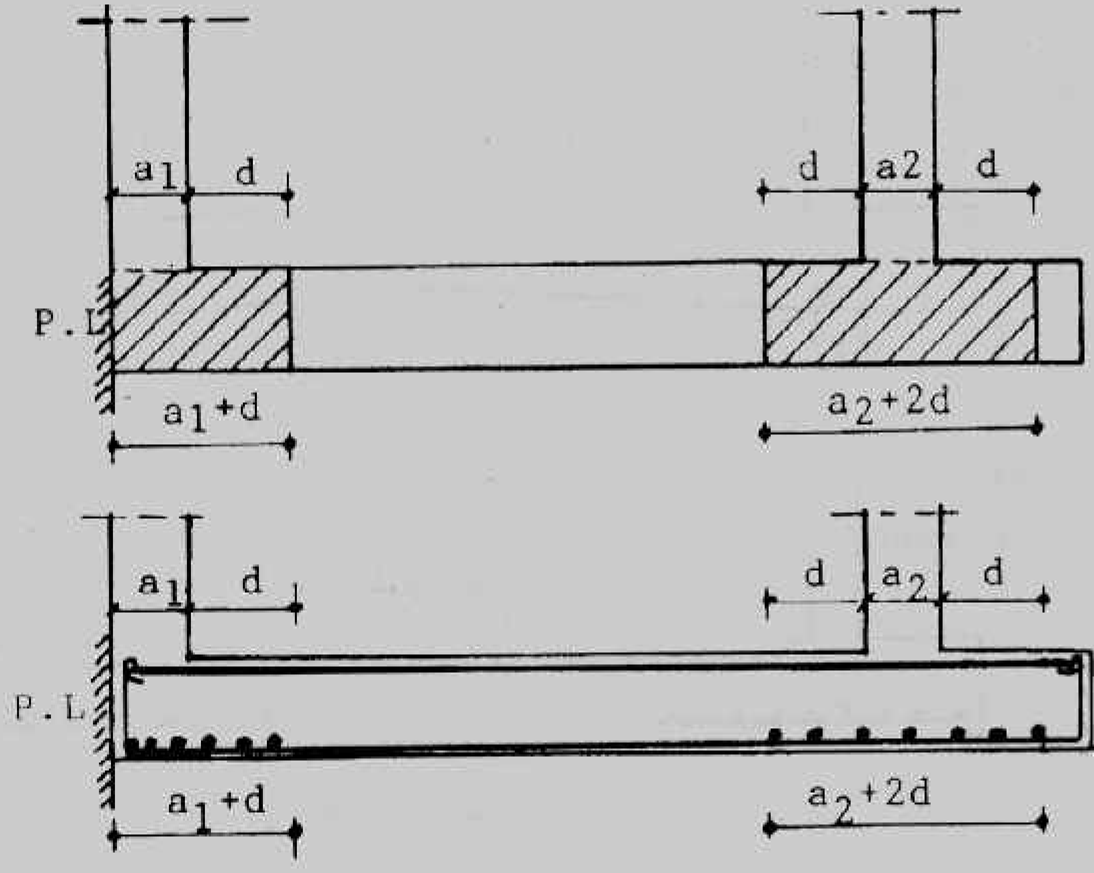
ب- نصف بحر العمودين المتجاوريين·

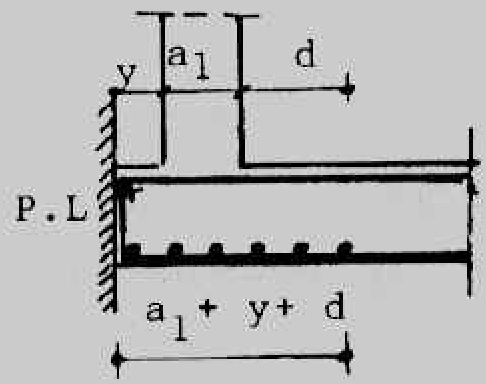
جـ- العرض المحدد بمسافة d من وجهى كل عمود بما فيها عرض العمود نفسه·
شكل (٦-٩) (يمكن هنا أخذ d/2 بدلا من d كما جاء بكود ACI)·

وتحسب العزوم العرضية من :

$$M_1 = P_1 C_1^2 / B \quad , M_2 = P_2 C_2^2 / B$$

ويحسب حديد التسليح اللازم للعزم M_1 ويوضع أسفل الكمرة العرضية B_1 ويحسب حديد التسليح اللازم للعزم M_2 ويوضع أسفل الكمرة العرضية B_2 ·





شكل (٦-٩) : عرض الكمرات المدفونة عرضيا

أما الحديد العرضى العلوى والسفلى وكذلك الحديد الطولى فى المقاطع الأخرى الغير محسوبة فيوضع بالنسبة الأدنى التى تحقق وجود حديد بقيمة لا تقل عن 0.002 من مساحة أى مقطع.

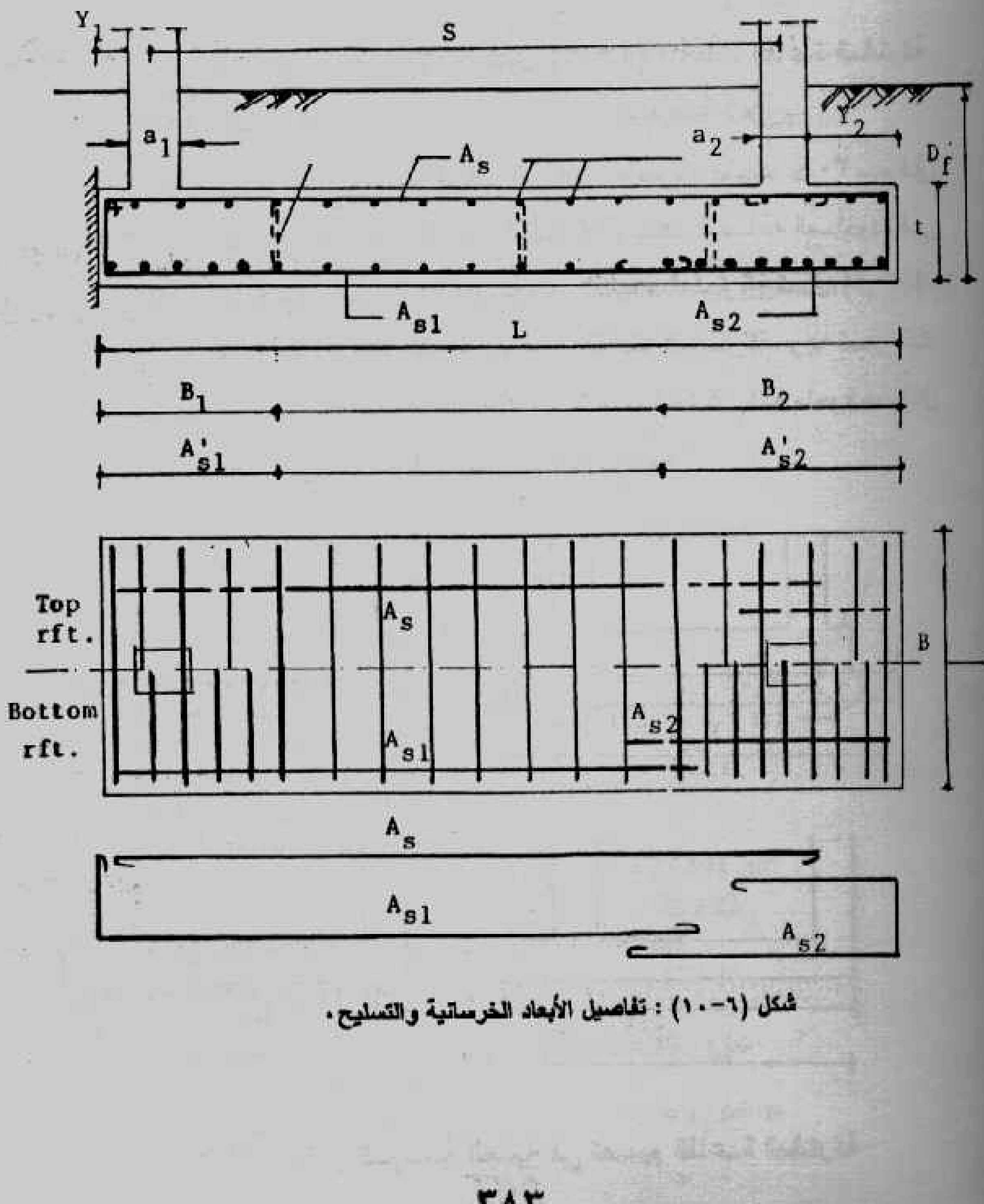
٩- توقع جميع الأبعاد الخرسانية وتفاصيل حديد التسليح على رسومات هندسية تفصيلية مرسومة بمقياس رسم مناسب شكل (٦-١٠).

وعند تصميم القواعد المشتركة يجب ملاحظة الآتى :

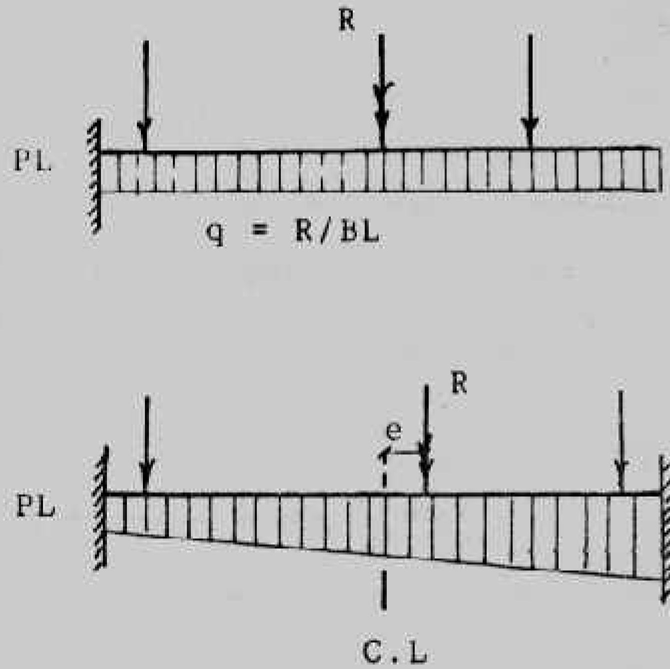
- إذا لم تنطبق محصلة الأحمال R على مركز ثقل القاعدة فإن القاعدة تكون معرضة لقوة مزاحة عن مركز الثقل بمسافة e شكل (٦-١١) وتحسب اجهادات التربة أسفل الأساس من المعادلة الآتية :

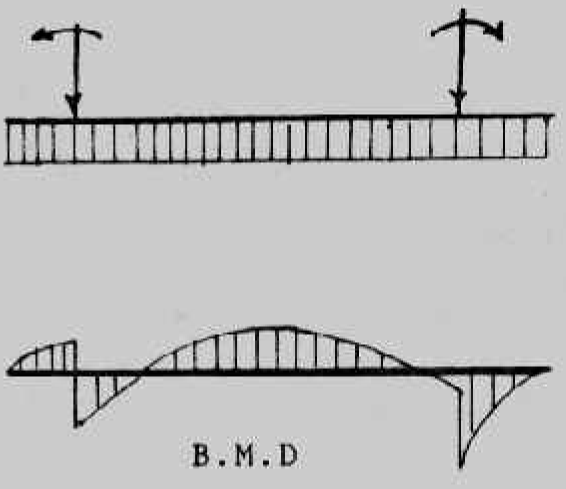
$$q=\frac{R}{L.B}\left(1\pm\frac{6e}{L}\right)$$

- إذا تعرضت أعمد القاعدة المشتركة لعزوم فإن هذه العزوم تدخل فى حساب ورسم مخطط العزوم للقاعدة. شكل (٦-١١) ثم تنفذ خطوات التصميم كما تقدم.



شكل (٦-١٠) : تفاصيل الأبعاد الخرسانية والتسليح.

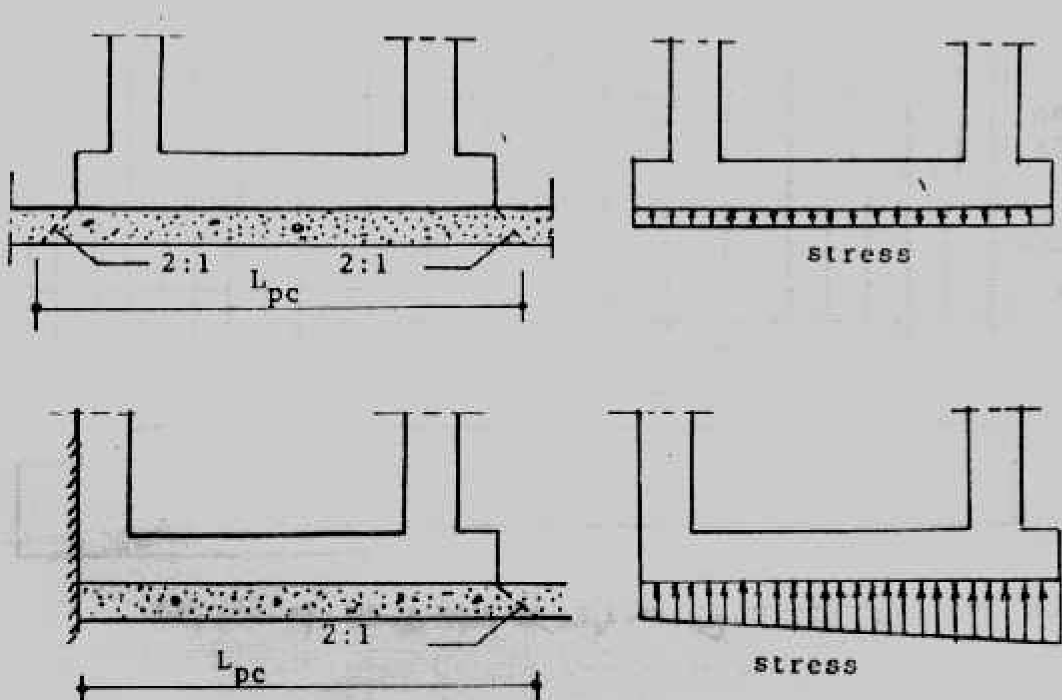




شكل (٦-١١) : الأحمال غير المتمركزة على القاعدة المشتركة.

شكل (٦-١٢) : أعمدة القاعدة المشتركة المعرضة للعزوم.

• عند استخدام لبشة من الخرسانة العادية أسفل القواعد المشتركة بسمك ≤ ٣٠ سم فإن الخرسانة العادية تدخل فى تصميم القاعدة المشتركة وتحدد المساحة المأخوذة فى الاعتبار من هذه اللبشة من ميل ٢ :١ من حدود القاعدة المشتركة شكل (٦-١٣). ويجب مراعاة المحافظة على انتظام الاجهادات أسفل القاعدة المشتركة، وإذا تعذر ذلك فتصمم القاعدة على الإجهادات الفعلية التى تأخذ فى هذه الحالة شكل شبه منحرف، مثال (٦-٤) بينما الاجهادات على القواعد الخرسانة العادية منتظمة.



شكل (٦-١٣) : إدخال الخرسانة العادية فى تصميم القاعدة المشتركة

Example (6-1) :

Design a combined footing for an exterior column 40 x 40 cm carrying a load of 90 t and interior column 60 x 40 carrying 140 t. The distance centre to centre of column is 4.5 m. The outside edge of the footing can be extension 40 cm beyond the outer face of the exterior column. The net allowable soil pressure is 1.5 kg/cm^2.

Data : f_c = 50 kg/cm^2, f_s = 1400 kg/cm^2, q_{sh} = 6 kg/cm^2, q_p = 8 kg/cm^2, k_1 = 0.361 and k_2 = 1237.

Solution :

From Fig. (6-14)

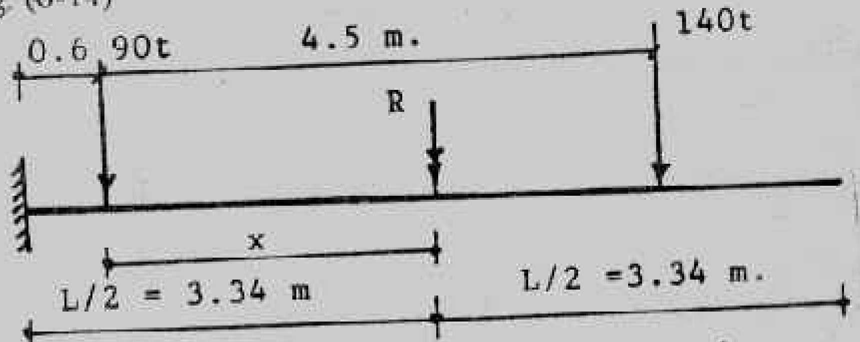


Fig. (6-14)

Taking moment about the centre line of exterior column gives :

230 $\overline{x}$ = 140 (4.5)

$\overline{x}$ = 2.74 m

L = (2.74 + 0.2 + 0.4) = 6.68 m

A = 230 ÷ 15 = 15.333 m^2

B = 15.333 ÷ 6.68 = 2.295 m   taken 2.3 m

q = 230 / (2.3 x 6.68) = 14.97 t/m^2

Shearing force and bending moment diagrams are drawn and shown in Fig. (6-15).

To find the location of zero shear :

(14.97 x 2.3) x` = 90

x` = 90 ÷ 34.43 = 2.614 m

M_{max} = 34.431 x 2.614/2 - 90 (2.614 - 0.6) = 63.627 mt

$$d_m = 0.361 \sqrt{63.527 \times 10^5 / 230} = 60\,cm$$

Critical section of shear is at d from the face of interior column :

Q_{sh} = 75.272 - 34.431/d_{sh}

$$d_{sh} = \frac{75.272 - 34.431 d_{sh}}{0.87 \times 60 \times 2.3}$$

120.06 d_{sh} = 75.275 - 34.431d_{sh}

d_{sh} = 75.275/ 154.491 = 48.72 cm

d_m > dsh

take d = 60 cm, t = 65 cm

Longitudenal reinforcement :

A_s top = M/k_2d = 63.527 x 10^5/1237 x 60 = 85.593 cm^2

22 ϕ 22

A_s bottom = 28.2 x 10^5/1237 x 60 = 37.995 cm^2

20 ϕ 16

Transverse direction :

Load under interior column/m` = 90/203 = 39.3 t /m`

C_1 = (2.3 - 0.4)/2 = 0.95m

M_1 = 39.13 x 0.95^2/2   = 17.66 mt

$A_{s1} = 17.66 \times 10^5/1237 \times 60 = 23.79\ cm^2$

13 ϕ 16/1.4 m

Load under interior column/m' = 140/2.3 = 60.87 t/m'

$C_2 = (2.3 - 0.4)/2 = 0.95\ m$

$M_2 = 60.87 \times 0.95^2/2 = 27.47\ mt$

$A_{s2} = 27.47 \times 10^5/1237 \times 60 = 37.01\ mt$

20 ϕ 16/1.08m

لاحظ هنا أننا أخذنا مسافة d من وجهى العمود لحساب عرض الكمرة المدفونة تحت كل عمود وذلك لكثرة كمية حديد التسليح المستخدم فى الكمرات المدفونة.

Check punshing for interior column (P = 140 t)

$Q_{p1} = 140 - 14.97\ (1.2 \times 1.00) = 122.04\ t$

$$q_{p1} = \frac{122.04\ x10^3}{60 x 2 (120+100)} = 4.62\ kg/cm^2 < 8\ kg/cm$$

Check punshing for exterior column (P = got)

$Q_{p_2} = 90 - 14.97\ (1. \times 1) = 75.1\ t$

$$q_{P_2} = \frac{75.1 x 10^3}{60 x 2 (100+100)} = 3.13\ kg/cm^2 < 8\ kg/cm$$

Details are shown in Fig. (6-16)

Example (6-2) :

Two interior columns each 30 x 50 cm and carries a load of 90 t and reinforced by 8 ϕ 19 mm, are to be supported by a rectangular combined footing of width equal to 2.5 m. The distance centre to centre of columns is 4.5 m. If the net allowable pressure on soid is 1.2 kg/cm², design the footing using the following data :

$q_{sh} = 6\ kg/cm^2$, $q_p = 10 kg/cm^2$, $f_c = 50\ kg/cm^2$, and $f_s = 1400\ kg/cm$.

Solution :

R = 90 x 2 = 180 t

$A = 180/120 = 15\ m^2$

take B = 2.5 m

L = 15/2.5 = 6 m

$q = 180/2.5 \times 6 = 12\ t/m^2$

Shearing force diagram :

$Q_1 = 30 \times 0.5 = 15\ t$, $Q_2 = 90 - 30 \times 1 = 60\ t$

Zero shear is at mid of foundation.

Bending moment diagram :

$M_1 = 30 \times 0.52/2 = 3.75\ mt$

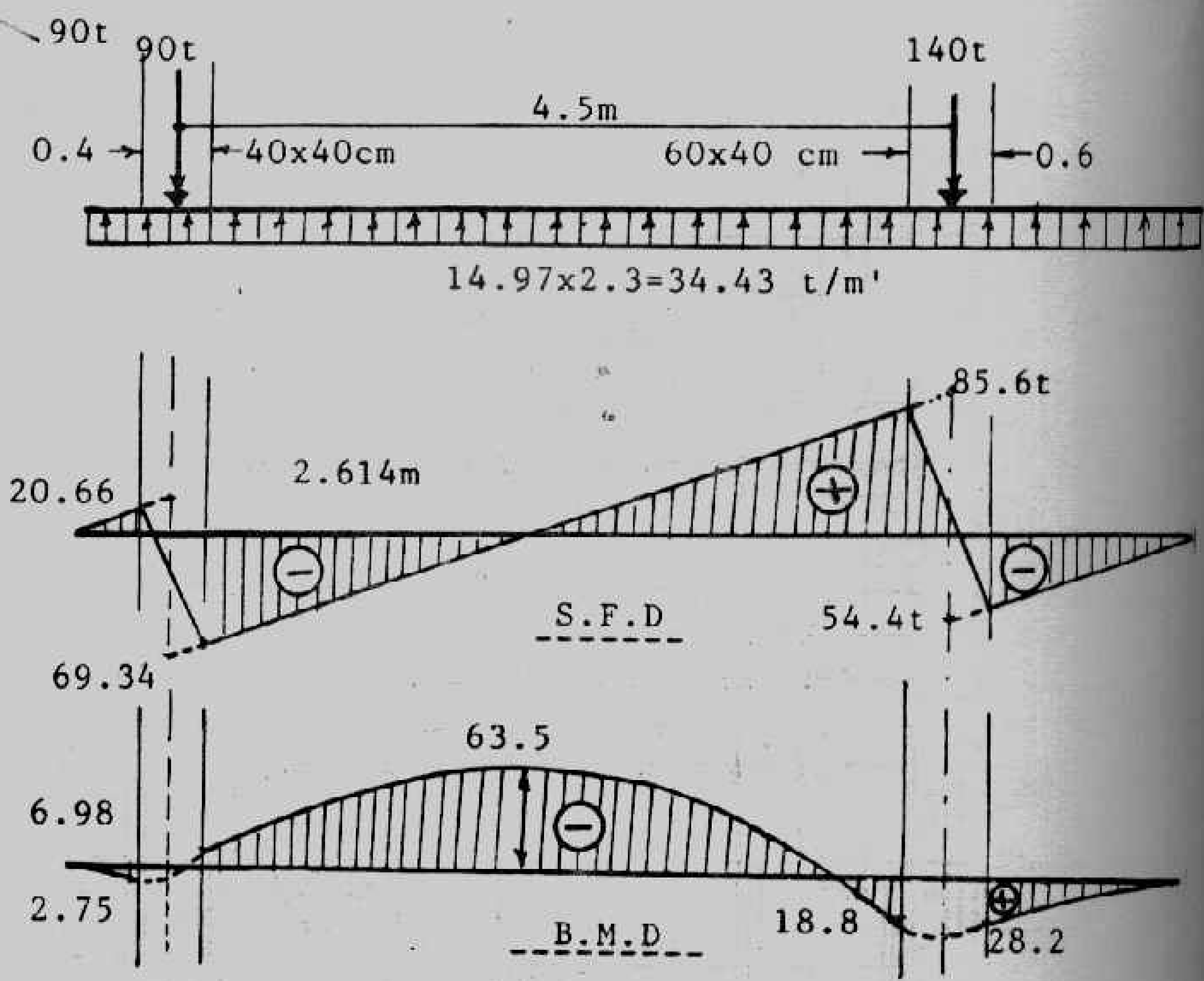
$M_2 = 90 \times 0.25 - 30 \times 12/2 = 22.5 - 15 = 7.5\ mt$

$M_{max} = 90 \times 2.25 - 30 \times 32/2 = 202.5 - 135 = 67.5\ mt$

To find d_{sh} :

$Q_{sh} = 60 - 2.5 \times 12\ \mathbf{d} = 60 - 30\ d$

$$d_{sh} = \frac{60 - 30 d_{sh}}{60 x 2.5}$$



شكل (٦-١٥): القص والعزم فى مثال (٦-٢)

$150\ d_{sh} = 60 - 30\ d_{sh}$

$d_{sh} = 60/180 = 0.33$ m

Take critical section of punshing at the face of column

$Q_p = 90 - 12 \times 0.5 \times 0.3 = 88.2$ t

$$d_p = \frac{88.2 x 10^3}{10 x 2 (30+50)} = 55.125 \text{ cm}$$

$$d_m = 0.361 \sqrt{67.5 x 10^5 / 250} = 59.32 \text{ cm}$$

take t = 70 cm, d = 63cm

Longtudenal reinforcement

A_s top = 67.5 x 105/1237 x 63 = 86.62 cm^2

23 ϕ 22

A_s bottom = 3.75 x 103 /1237 x 63= 4.8 cm^2

Take 5 ϕ 13/m (as a minimum)

Short Direction :

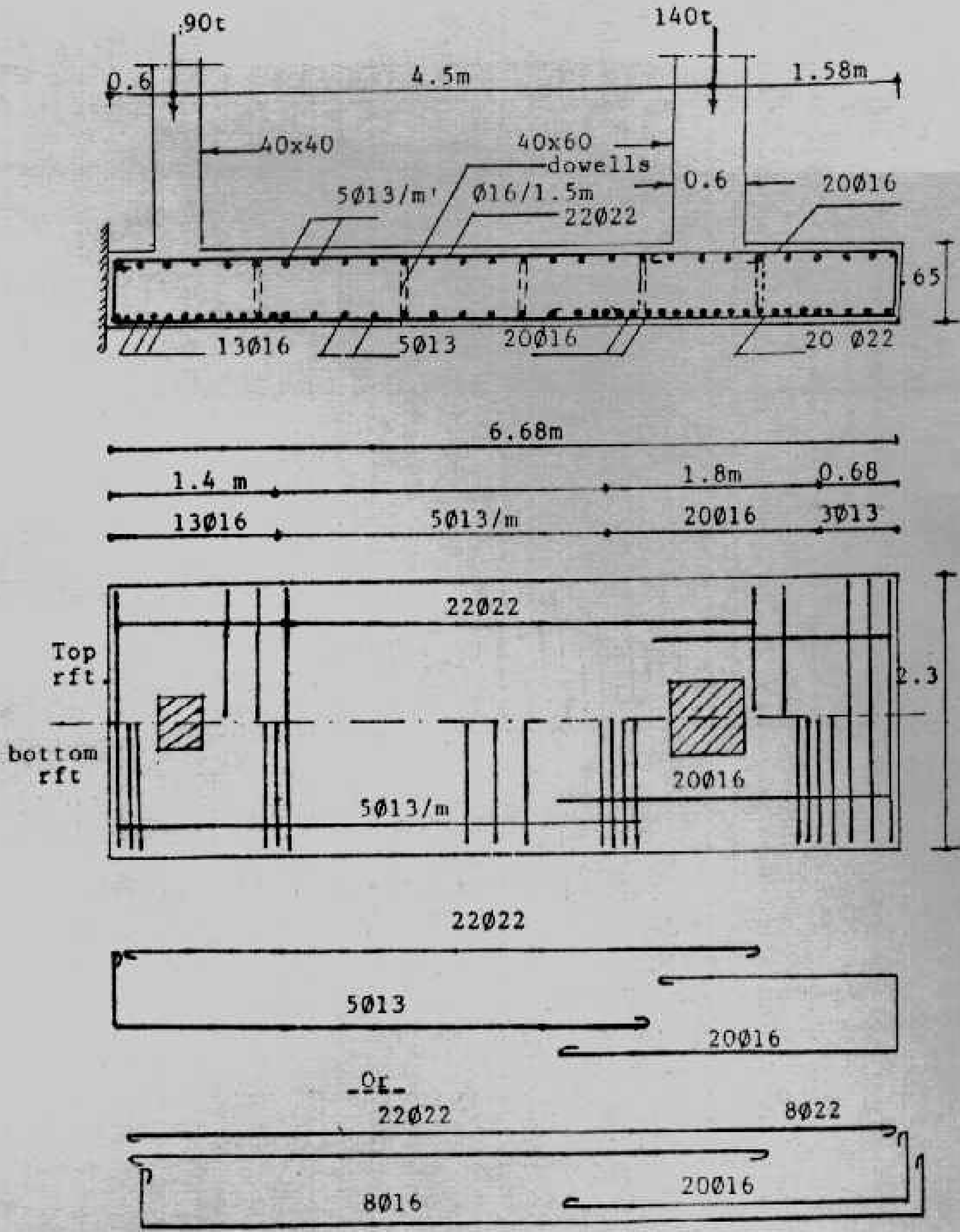
Load /m` = 90/2.5 = 3 t/m`

$C_1 = C_2 = (2.5 - 0.3)/2 = 1.1$ m

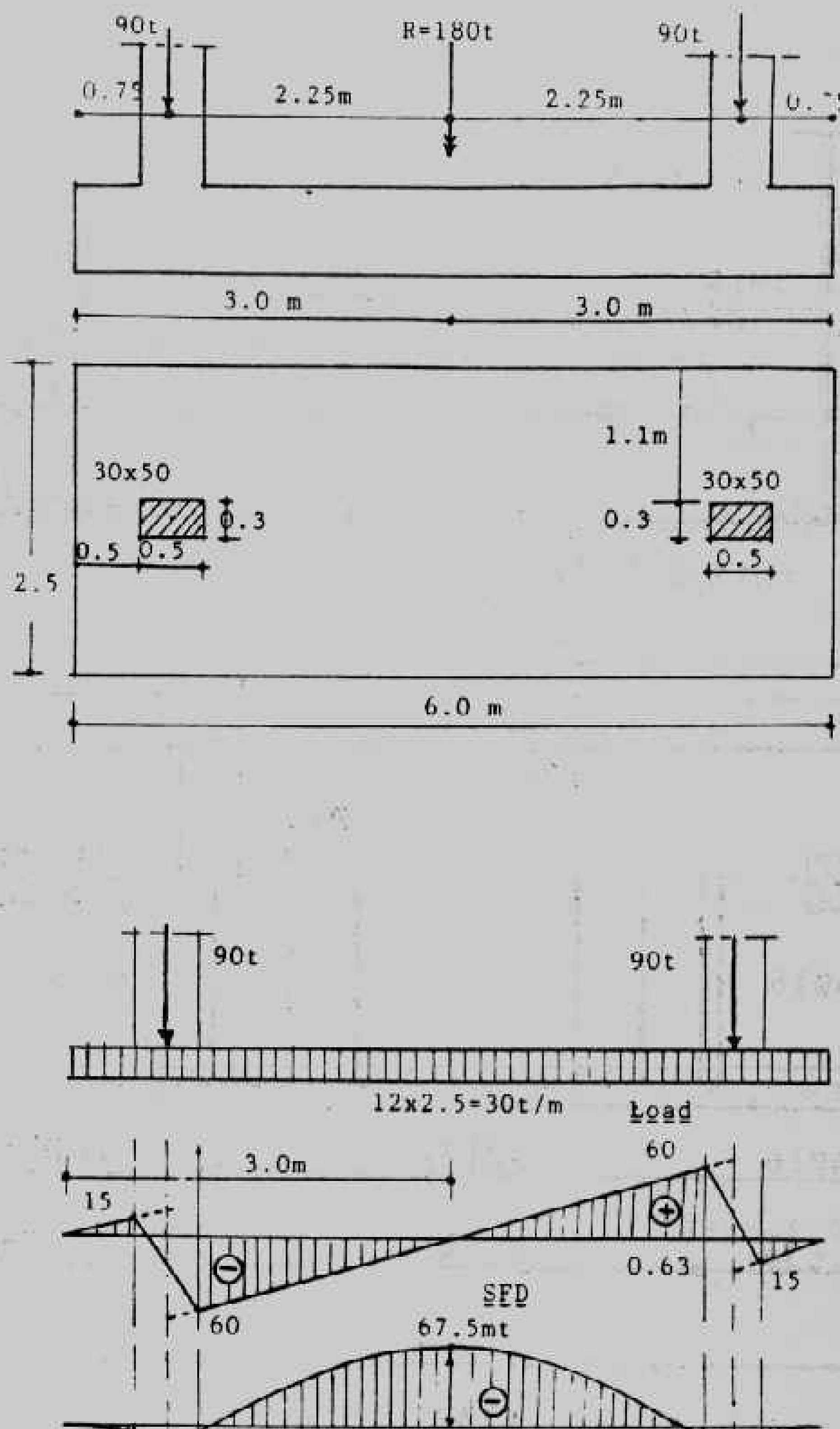
$M_1 = M_2 = 36 \times 1.12/2 = 21.78$ mt/m`

$A_{s1} = A_{s2} = 21.78 \times 105/1237 \times 63 = 27.94\ cm^2$ 14 ϕ 16/163 cm

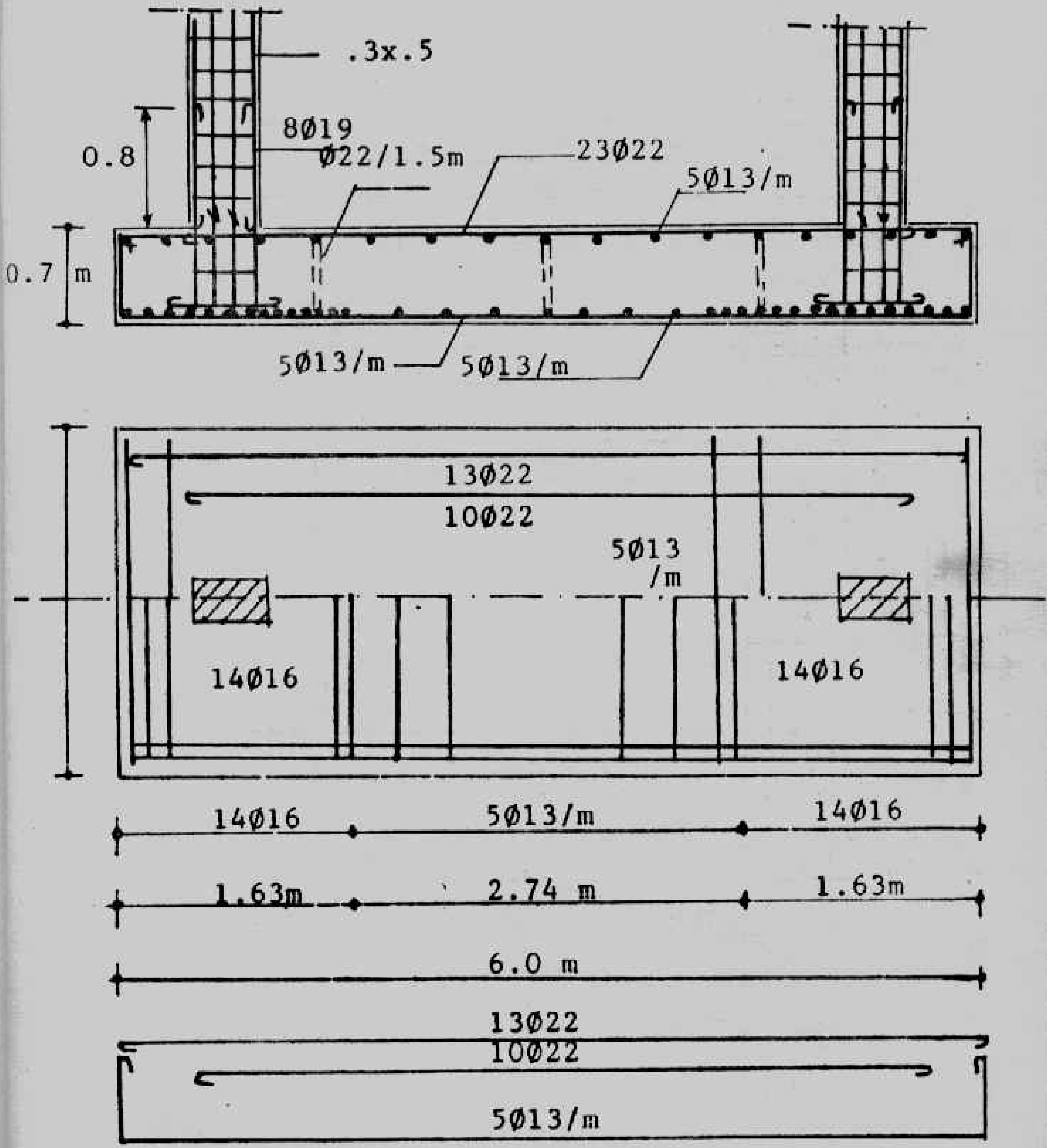
Design details are shown in Fig. (6-18)



شكل (٦-١٦) : أبعاد وتفاصيل التسليح لمثال (٦-٢)



شكل (٦-١٧) : الأبعاد والقوى الداخلية فى مثال (٦-٢)



شكل (٦-١٨) : تفاصيل التسليح لمثال (٦-٢)

Example (6-3):

Redo example (6-3) using plain concrete 40 cm thickness Data $f_c = 65$ kg/cm^2 $f_s = 2000$kg/cm^2. $q_{sh} = 9$ kg/cm^2 $q_p = 9$ kg/cm^2. $k_1 = 0.324$ and $k_2 = 1782$

$q_p = 9$ kg/cm^2, $k_1 = 0.324$ and $k_2 = 1782$.

Solution :

R = 90 + 140 = 230 t

230 x = 140 (4.5)

x = 2.74 m

$L_{pc} = 2\ (2.74 + 0.2 + 0.4) = 6.68$ m

$A_{pc} = 230/15 = 15.333\ 2.295$ m

$B_{pc} = 15.333 / 6.68 = 2.295$ taken 2.3 m

$q = 230 / 2.3 \times 6.68 = 14.97$ t/m^2

$c = t\sqrt{1.33/qa} = 0.4\sqrt{1.33/1.5} = 0.38\,m$ taken 0.4 m

$L_{Rc} = 6.68 - 0.4 = 6.28$ m

$B_{Rc} = 2.3 - 2 \times 0.4 = 1.5$ m

Contact stress between plain concrete and rienforced concrete

$= 230/6.28 \times 1.5 = 24.42$ t/m^2 < 50 t/m^2 o.k

The eccentricity $e = (6.28/2) - (0.4 + 0.2 + 2.74) = 0.2$ m

$$q_2^1 = \frac{230}{6.28 x 1.5}\left(1 \pm \frac{6x0.2}{6.28}\right)$$

$= 24.42\ (1 \pm 0.19)$

$q_1 = 29.06$ t/m^2

$q_2 = 19.78$ t/m^2

The maximum field moment Mmax lies at point of zero shear which lies at a distance x` from the left edge of the footing :

19.67 x` _ (43.59 - 29.67) x` / 6.28 . x` /2 = 90

29.67 x` + 1.11 x`^{2} = 90

x` = 2.75 m

$M_{max} = 90\ (2.75 - 0.6) - 29.67 \times 2.75/2 - (43.59 - 29.67)\ 275/6.28 \times 2.75/3$

$= 75.72$ mt $= 75.72/1.5 = 50.48$ mt/m`

$M_1 = 29.67 \times 0.4^2/2 + (43.59 - 29.67)\ 0.4/6.28 \times 0.4/3 = 2.26$ mt

$M_2 = 90 \times 4.8 + 140 \times 0.3 - 29.67 \times 5.4^2/2 + (43.59 - 29.67)\ 5.4 / 6.28 \times 5.4/3$

$= 19.87$ mt

$$dm = 0.324\sqrt{\frac{75.72 x 100000}{150}} = 72.8\ cm$$

take t = 80cm , d = 73 cm

shearing forces :

$Q_{s1} = 29.67 \times 0.4 + (43.59 - 29.67)\ 0.4/6.28 \times 0.4/2$

$= 29.67 \times 0.4 + 1.11 \times 0.4^2 = 12.31$ t

$Q_{s3} = 29.67 \times 4.8 + 1.11 \times 4.8^2 - 90 = 77.99$ t

$Q_{s2} = 29.67 \times 5.4 + 1.11 \times 5.4^2 - 90 - 140 = -37.41$ t

$Q_{s4} = 29.67 \times 0.8 + 1.11 \times 0.8^2 - 90 = -37.55$ t

Critical section of shear is at d from the face of interior column

$Q_s = 29.67 \times 4.07 + 1.11 \times 4.07^2 - 90 = 49.14$ t

$$q_s = \frac{49.14 x 10^3}{150 x 73} = 4.49\ kg/cm^2 < 9\ kg/cm^2$$

Longitudenal reinforcement

$$A_s\ top = \frac{75.72 x 100000}{73 x 1782} = 58.2\ cm^2 \qquad 16\ \phi\ 22$$

$$A_s\ bottom = \frac{19.87 x 100000}{73 x 1782} = 15.27\ cm^2 \quad 8\ \phi\ 16$$

Transverse Direction :

Load under exterior column/m` = 90/1.5 = 60 t/m`

$C_1 = (1.5 - 0.4)/2 = 0.55\ m$

$M_1 = 60 \times 0.55^2/2 = 9.075\ mt$

$d` = 73 - 2.2 - 1.3/2 = 70.15\ cm$

$$A_{s1} = \frac{9.075 x 10000}{70.15 x 1782} = 7.26\ cm^2$$

take 6 ϕ 13/1.13 m

Load under interior column/m` = 140/1.5 = 93.33 t/m`

$M_2 = 93.33 \times 0.55^2/2 = 14.12\ mt$

$d` = 73 - 2.2 - 1.6/2 = 70\ cm$

$$A_s = \frac{14.12 x 100000}{70 x 1782} = 11.32\ cm^2$$

take 6 ϕ 16/1.13 m

$A_{s\,min} = 0.0002 \times 73 \times 100 = 14.6\ cm^2 \qquad 11\ \phi\ 13/m`$

take 6 ϕ 13/m` upper and 6 $\phi$ 13 /m` lower.

لاحظ هنا أننا أخذنا d/2 من وجهى العمود لحساب عرض الكمرة المدفونة تحت كل عمود وذلك لقلة الحديد المستخدم فى هذه الكمرات المدفونة.

Check punshing :

Check punshing should be checked on a perimeter section a distance d/2 around the column

$Q_{p1} = 90 - 21.0\ (0.4 + 0.73)^2 = 66.27\ t$

$$q_{p1} = \frac{66.27 x 1000}{73 x 4(40+73)} = 2.01 < 9\ kg/cm^2 \quad o.k$$

$Q_{p2} = 140 - 27.32\ (0.4 + 0.73)\ (0.6 + 0.73) = 98.94\ t$

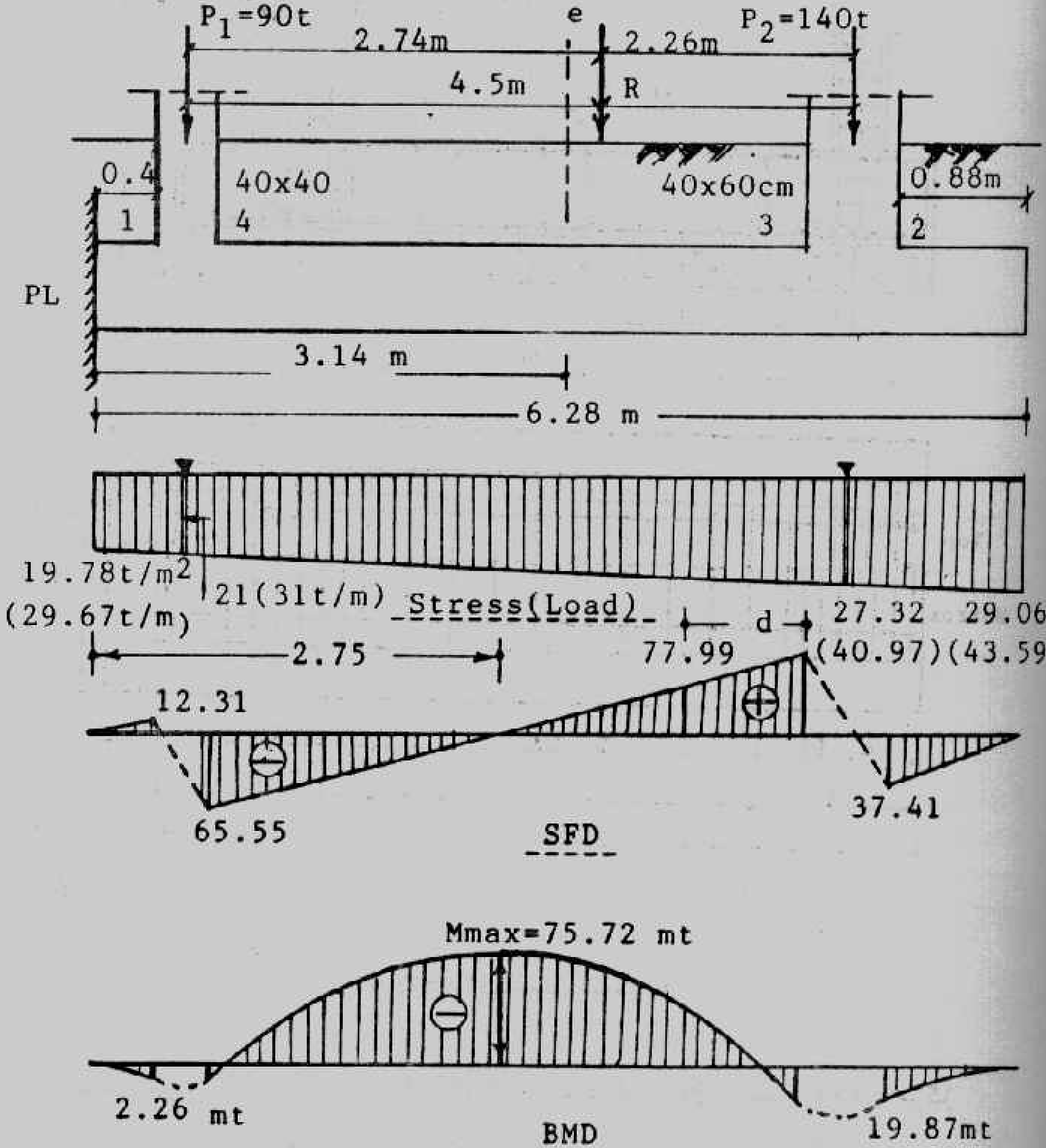
$$q_2 = \frac{98.94 x 1000}{73 x 2[(40+73)+(60+73)]} = 98.94\ t$$

Details of design are showin in Fig. (6-20)

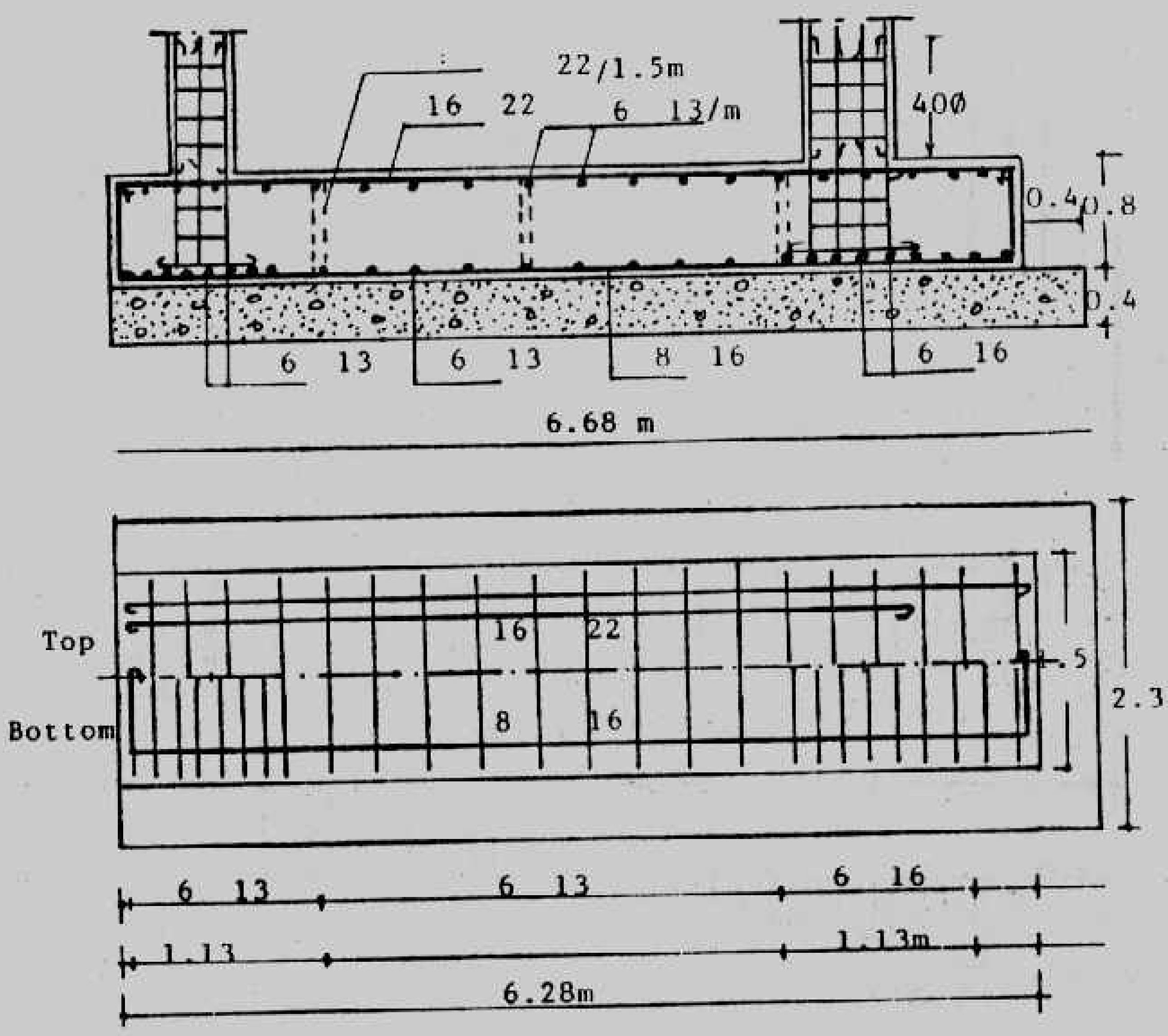
تصميم القواعد المشتركة شبه المنحرف

Combined Trapezoidal Footings

عند تصميم القواعد المشتركة وحينما يكون حمل العمود الخارجى أكبر من حمل العمود الداخلى فإن القواعد المشتركة المستطيلة لا تصلح فى هذه الحالة، وكذلك حينما يكون حد الملكية أو أى مانع آخر مجاور للعمودين الغير متساويين فى الأحمال شكل (٦-٢١).



شكل (٦-١٩) الأبعاد والقوى الداخلية.



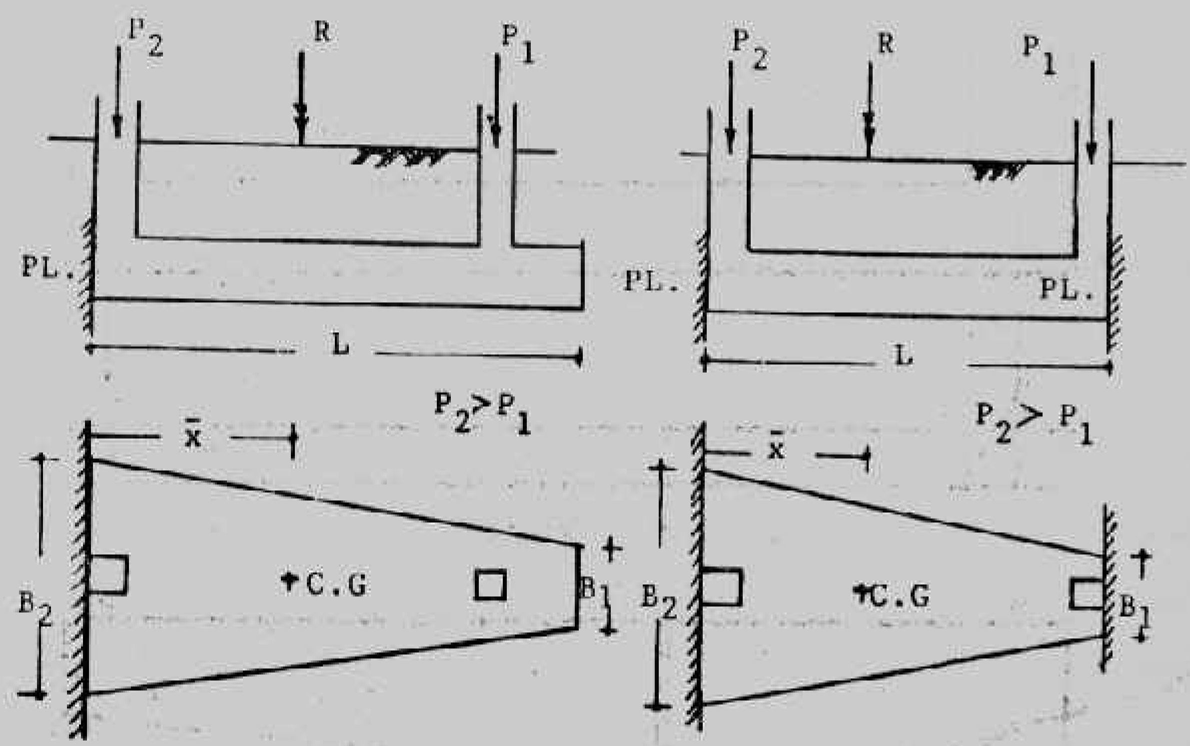
شكل (٦-٢٠) تفاصيل التسليح .

ولضمان توزيع الاجهادات بانتظام على التربة فإن محصلة الأحمال يجب أن تقع فى مركز مساحة شبه المنحرف ولذلك تعين مساحة القاعدة من :

$$A = R/q_{na} \qquad \text{or} \qquad A = R_T / qa$$

ومن هندسة شكل شبه المنحرف نجد أن :

$$\bar{x} = \frac{L}{3}\left(\frac{2B_1 + B_2}{B_1 + B_2}\right)$$



شكل (٦-٢١) استخدام القواعد المشتركة شبه المنحرف

$$A = \left(\frac{B_1 + B_2}{2}\right) L$$

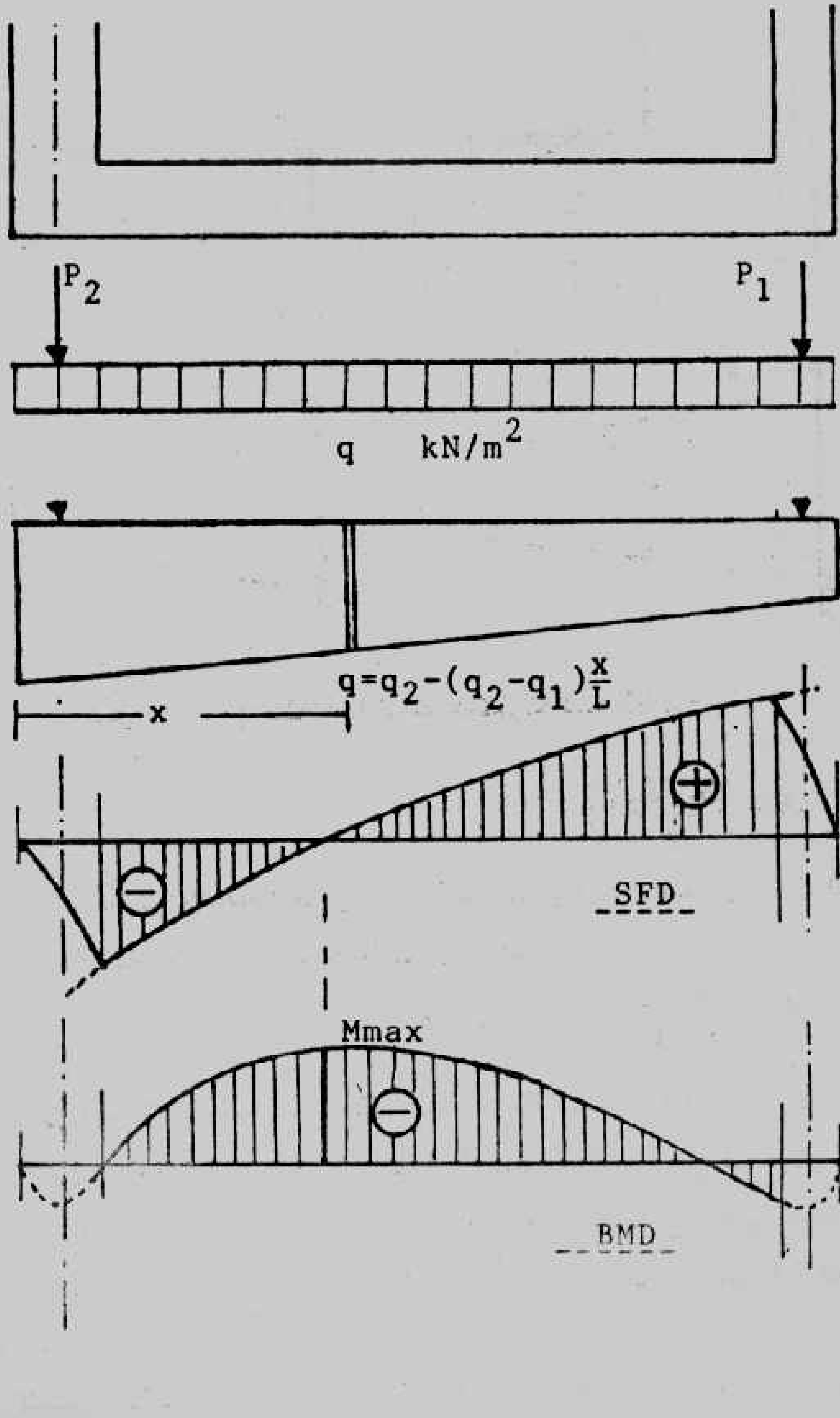
ومن المعادلتين السابقتين يمكن تعيين المجهولين B_1, B_2 علما بأن طول القاعدة L قيمة محددة أو مفروضة حسب حالة الأعمدة والموقع.

$$B_1 = \frac{2A}{L}\left(\frac{3\bar{x}}{L} - 1\right), \quad B_2 = \frac{2A}{L} - B_1$$

وتستكمل باقى خطوات التصميم كما فى القواعد المشتركة المستطيلة مع مراعاة الآتى :

- رغم أن توزيع الاجهادات على التربة منتظمة لأن محصلة الأحمال تقع فى مركز القاعدة إلا أنه عند تصميم القاعدة فى الاتجاه الطولى فإن هذه الاجهادات تعطى حملا خطيا مائلا (الخط منحنى من الدرجة الأولى) وتعطى فى القص منحنى من الدرجة الثانية وفى العزوم منحنى من الدرجة الثالثة.
- يفضل لتسهيل الحل وضع الحمل الناتج عن اجهادات التربة على القاعدة فى صورة معادلة لحساب الحمل q عند أى مقطع على مسافة x من ناحية القاعدة الكبرى B_2 .

$$q = q_2 - (q_2 - q_1)\, x / L$$



شكل (٦-٢٢) : الأحمال والقوى الداخلية

وبإجراء التكامل على هذه المعادلة تنتج معادلة لتعيين القص :

$$Q = \int_0^x q\,dx = q_2 x (q_2 - q_1) x^2 / 2L + C$$

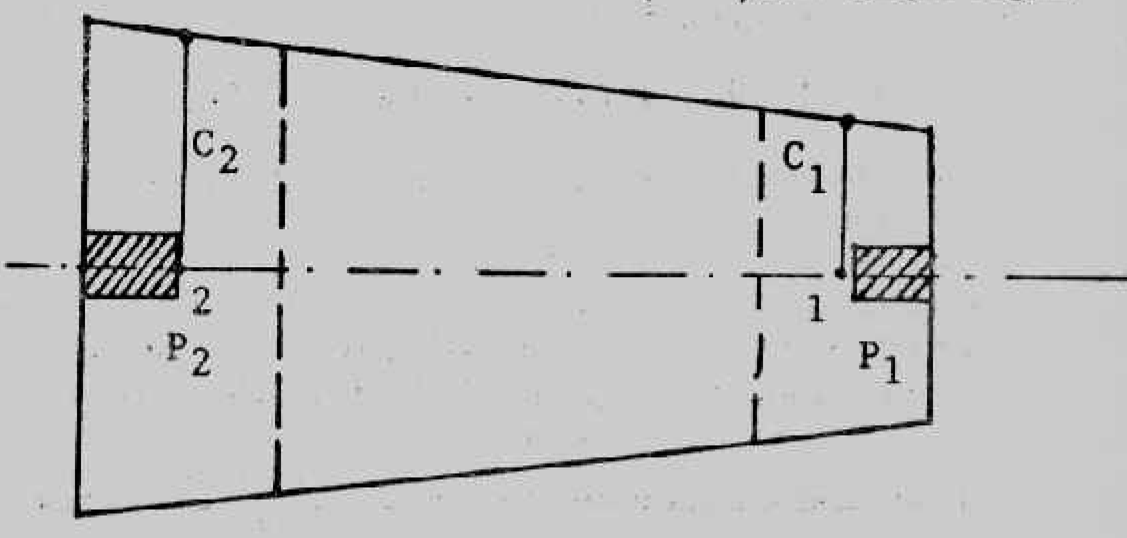
وثابت التكامل هنا يعادل حمل العمود الموجود بين المقطع وبين القاعدة الكبرى B_2 ، ومن المعادلة السابقة يمكن تعيين مكان القص الصفرى بوضع $Q = 0$ فى هذه المعادلة.

وبإجراء التكامل لمعادلة القص ينتج لنا العزوم

$$M = -\int_0^x Q\,dx = -(q_2 x^2 / 2 - (q_2 - q_1) x^3 / 6L) + Cx$$

حيث ثابت التكامل هنا مساويا الصفر وما زال C فى المعادلة السابقة تميل حمل العمود بين المقطع والقاعدة الكبرى B_2 كما أن x المجاورة تمثل زراع العزم للعمود حول المقطع تحت الاعتبار.

- عند تعيين العمق المقاوم للعزم يؤخذ عرض الأساس المقابل للمقطع المعرض لأكبر عزم عند القص الصفرى.
- عند حساب العزوم العرضية M_1، M_2 تؤخذ المسافات C_1، C_2 فى منتصف عرض الكمرات العرضية شكل (٦-٢٣).



شكل (٦-٢٣) زراع العزوم العرضية

Example (6-4):

Two columns 45 x 45 and 30 x 30 cm carrying loads 80and 50 t. The distance centre to centre of columns is 4.25m. Design a trapizodal combined footing if the net allowable soil pressure is 1.2 kg/cm^2. The footing should not project beyond the outer faces of the columns. Take f_c = 50 kg/cm^2, f_s = 1400 kgk/cm^2, q_{sh} = 6 kg/cm^2 and q_p = 8 kg/cm^2.

Solution :

The length of footing L = 4.25 + 0.15 + 0.225 = 4.625 m

R = 80 + 50 = 130 t

Moment about column (2):

$X_1 . 130 = 50 \times 4.25$

$X_1 = 50 \times 4.25 / 130 = 1.635m$

$\overline{X} = 1.635 + 0.225 = 1.85m$

$A = 130/12 \qquad = 10.833 \ m^2$

$$\overline{X} = 1.86 = \frac{4.625}{3} x \frac{2 B_1 + B_2}{B_1 + B_2} \qquad \text{..................(1)}$$

$$A = 10.833 = \frac{B_1 + B_2}{2} \ x \ 4.625 \text{.......................(2)}$$

By solving equations 1 and 2 we get :

$B_2 = 3.72$ m . $\qquad$ $B_1 = 0.97$m . Fig. (6-24)

Long Direction :

$q_1 = 0.97 \times 12 = 11.64$ t/m`

$q_2 = 3.72 \times 12 = 44.6$ t/m`

The stress per metre (as a load) at any distance (x) from B_1 :

$q_x = 44.64 - X/4.625 \ (44.64 - 11.64)$

$q_x = 44.64 - 7.136 \ x$ .... (load equation)

at $x = 0.45$ m, $Q = 44.64 \ (0.45) - 3.568(0.45)^2 - 80 = -60.63t$

at $x = 6.475m$, $Q = 44.64 \ (6.475) - 3.568 \ (6.475)^2 - 80 = + 59.45t$

To find the location of zero shear

$Q = 0 = 44.64 \ x - 3.568 \ x^2 - 80$

$\therefore \ 3.568 \ x^2 - 44.64 \ x + 80 = 0$

Solving this equation gives $x = 2.168m$

To get Bending moment diagram.

$$M = \int_0^x Qdx = (44.64 x^2 / 2 + 7.136 x^3 / 6) + Cx$$

$M = -(22.32 \ x^2 + 1.189 \ x^3) + Cx$ ..... (bending equation)

at $x = 0.45m, M = -[22.32 \ (0.45)^2 - 1.189 \ (0.45)^3] + 80 \ (0.225) = 13.59mt$

at $x = 3.0$ m, $M = -[22.32(3)^2 - 1.189(3)^3] + 80 \ (2.775) = 53.22mt$

at $x = 4.325$ m, $M = -[22.32 \ (4.325)^2 - 1.189(4.325)^3] + 80 \ (4.1) = 6.68mt$

at $x = 4.00$, $M = -[22.32 \ (4)^2 - 1.189(4)^{03}] + 80 \ (3.775) = 20.98mt$

at $x = 2.168m$, $M_{max} = -[22.32(2.168)^2 - 1.189 \ (2.168)^3] + 80 \ (1.943)$

$= 62.43mt$

$$B \text{ at max. bending moment} = 0.97 + 2.75 \ \frac{(4.625 - 2.168)}{4.625} = 2.43 \text{ mt}$$

$$d_m = 0.361 \sqrt{\frac{62.65 x 10^5}{243}} = 57.96cm$$

take t = 65 cm, d = 58 cm

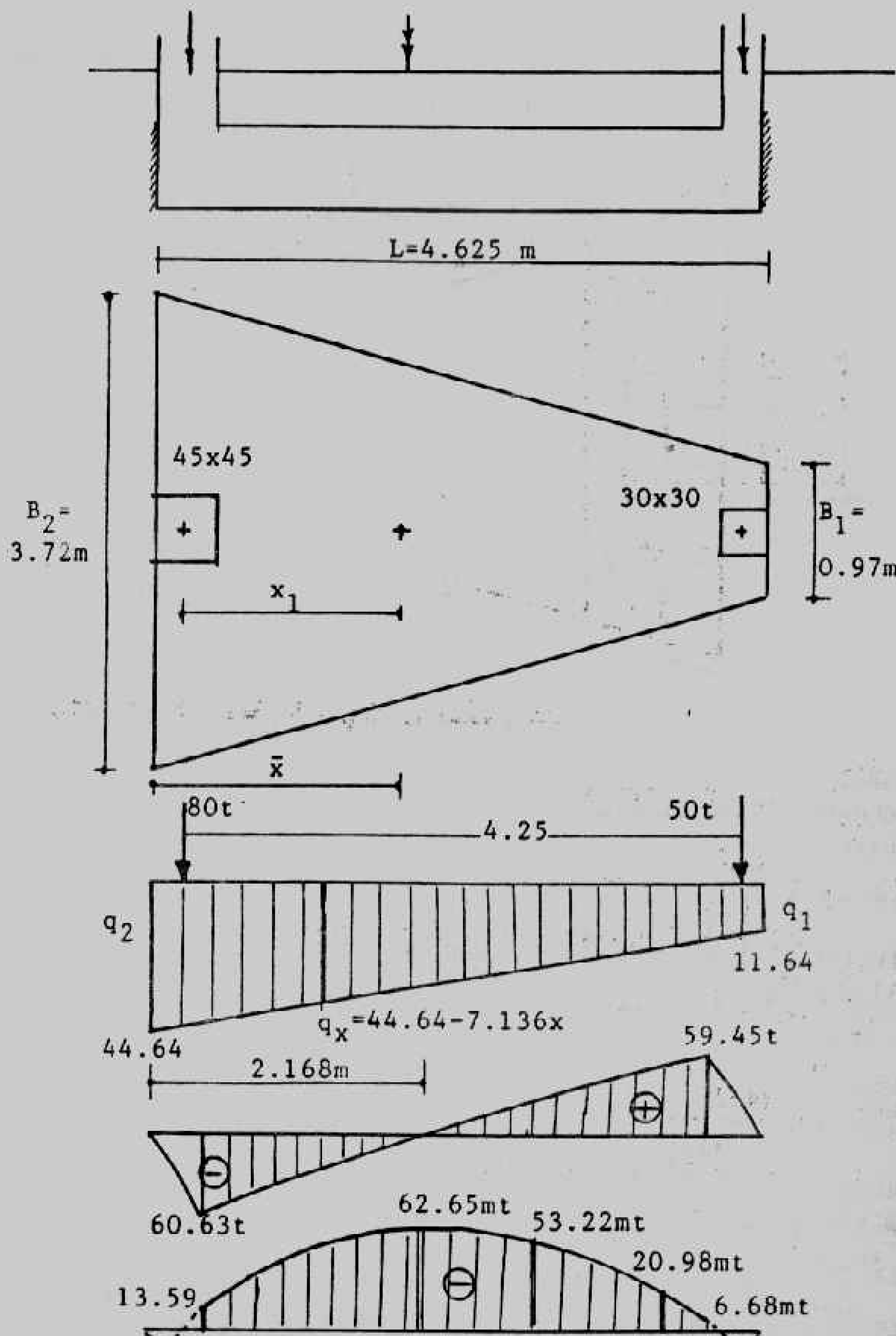
Check punshing :

$Q_{p1} = 50 - 12 \ (0.88 \times 0.59) = 43.77$ t

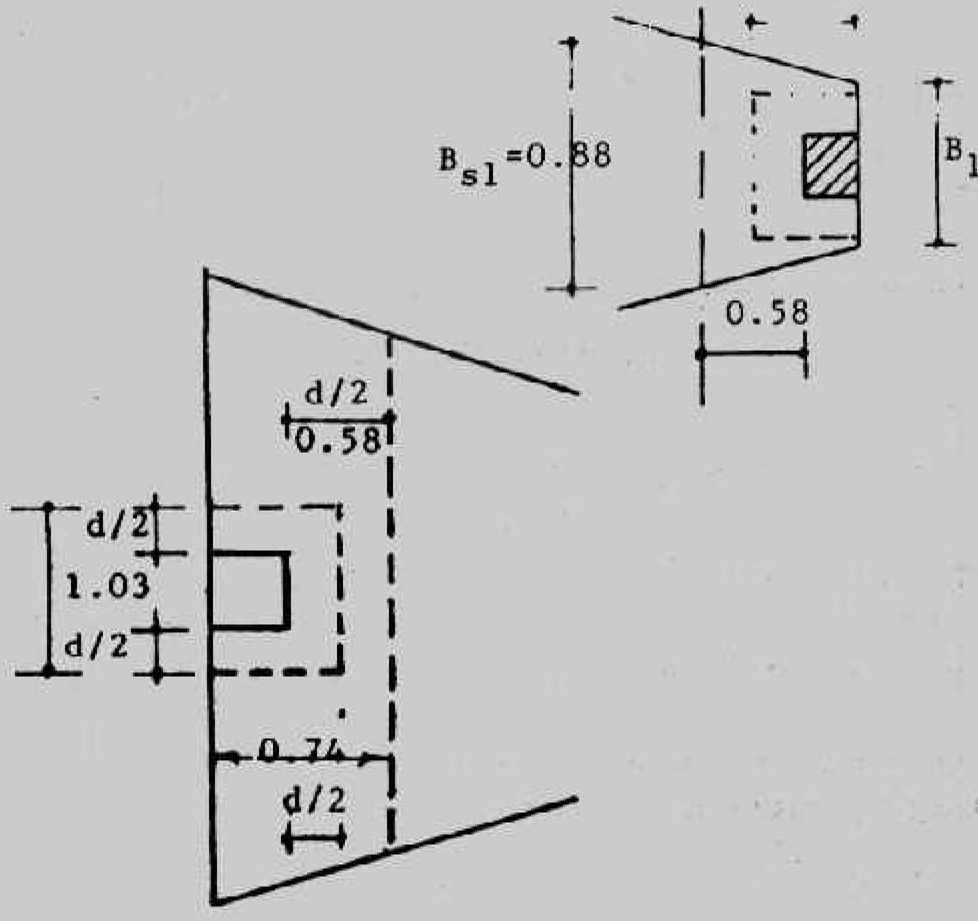
$$q_{p1} = \frac{43.77 x 1000}{58(2 x 59 + 88)} = 3.66 < 8 \text{ kg/cm}^2$$

$Q_{p2} = 80 - 12 \ (1.03 \times 0.775) = 69.77t$

$$q_{p2} = \frac{69.77 x 1000}{58(2 x 77.5 + 103)} = 4.68 < 8 \text{ kg/cm}^2$$



شكل (٦-٢٤) : مثال (٦-٣)



شكل (٦-٢٥) المقطع الحرج للقص الثاقب والقص

Check shear :

Width of footing B_{s1} and d from the Column (1):

$$B_{s1} = 0.97 + 2.75\ \frac{0.88}{4.625} = 1.49\ m$$

$$Q_{s1} = 44.64\ (4.625 - 0.88) - 3.568\ (4.625 - 0.88)^2 - 80 = 37.14$$

$$q_{s1} = \frac{37.14 x 1000}{58 x 149} = 4.3 < 6\ kg/cm^2$$

for column (2)

$$B_{s2} = 0.97 + 2.75\ \frac{(4.625 - 1.03)}{4.625} = 3.11 m$$

$$Q_{s2} = 44.64 \times 1.03 - 3.568 \times 1.03^2 - 80 = 37.81\ t$$

$$q_{s2} = \frac{37.81 x 1000}{58 x\ 311} = 2.1 < 6\ kg/cm^2$$

$$A_{s\ max} = \frac{62.65 x 10^2}{58 x 1237} = 87.32 cm^2$$ use 23 ϕ 22

$$A_s \text{ at } 3m = \frac{53.22 x 10^5}{58 x 1237} = 74.18\ cm^2$$ use [illegible] ϕ 22

$$A_s \text{ at } 4\ m = \frac{20.98 x 10^5}{58 x 1237} = 29.24\ cm^2$$ use 8 ϕ 22

Short Direction

Column (2)

Width of beam at column (2) = 0.45 + 0.58 = 1.03 m

Average length of the beam at middle of the 1.03 m

$$= 0.97 + 2.75\,\frac{(4.625 - 1.03/2)}{4.625} = 3.41\ m$$

Load per metre of the beam = 80/3.41 = 23.46 t/m

$$M = \frac{23.46[(3.41 - 0.42)/2]^2}{2} = 26.22\ mt$$

$$d = 58 - \frac{2.2}{2} - \frac{2.2}{2} = 55.8\ cm$$

$$A_s = \frac{26.22 \times 10^5}{1237 \times 55.8} = 37.99\ cm^2$$

$A_{s\,min} = 58 \times 103 \times 0.002 = 11.95\ cm^2$ use 10 ϕ 22

Column (1)

Width of beam at colum (1) = 0.30 + 0.58 = 0.88 m

Average length of the beam at middle of the 0.88

$$= 0.97 + 2.75\,\frac{0.88}{4.625} = 1.49\ m$$

Load/m of the beam = 50/1.49 = 33.56 t/m

$$M = \frac{33.56[(1.49 - 0.3)/2]^2}{2} = 5.94\ mt$$

$$A_s = \frac{5.94 \times 10^5}{1237 \times 55.8} = 8.61\ cm^2$$

$A_{s\,min} = 58 \times 149 \times 0.002 = 17.28\ cm^2$ take 5 ϕ 22

$A_{s\,min}$ in other parts = 58 x 100 x 0002 = 11.6

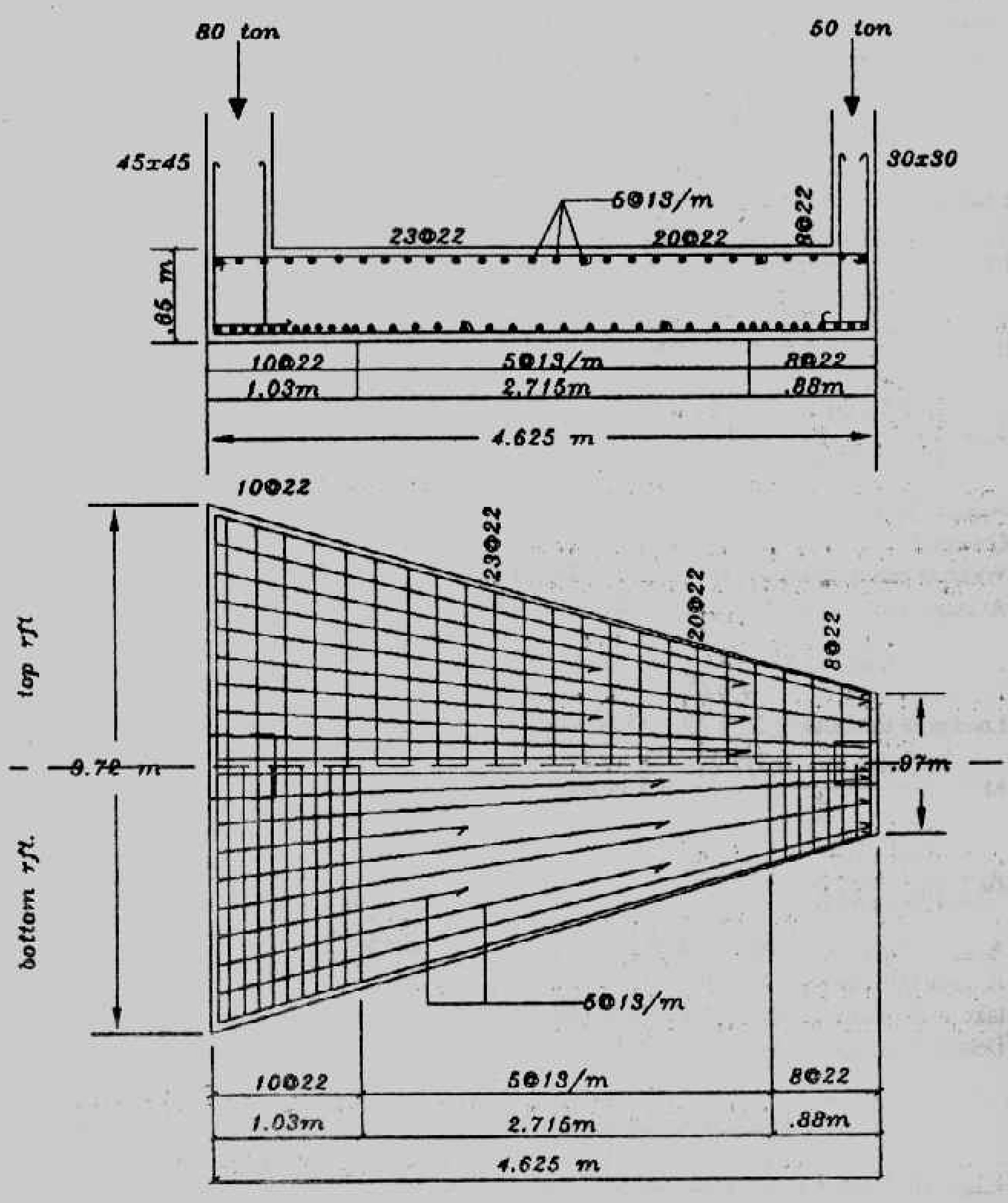
take 10 ϕ 13 (13.27 cm^2) 5 ϕ 13 upper and 5 ϕ 13 lower

Details of design are shown in Fig. (6-26)

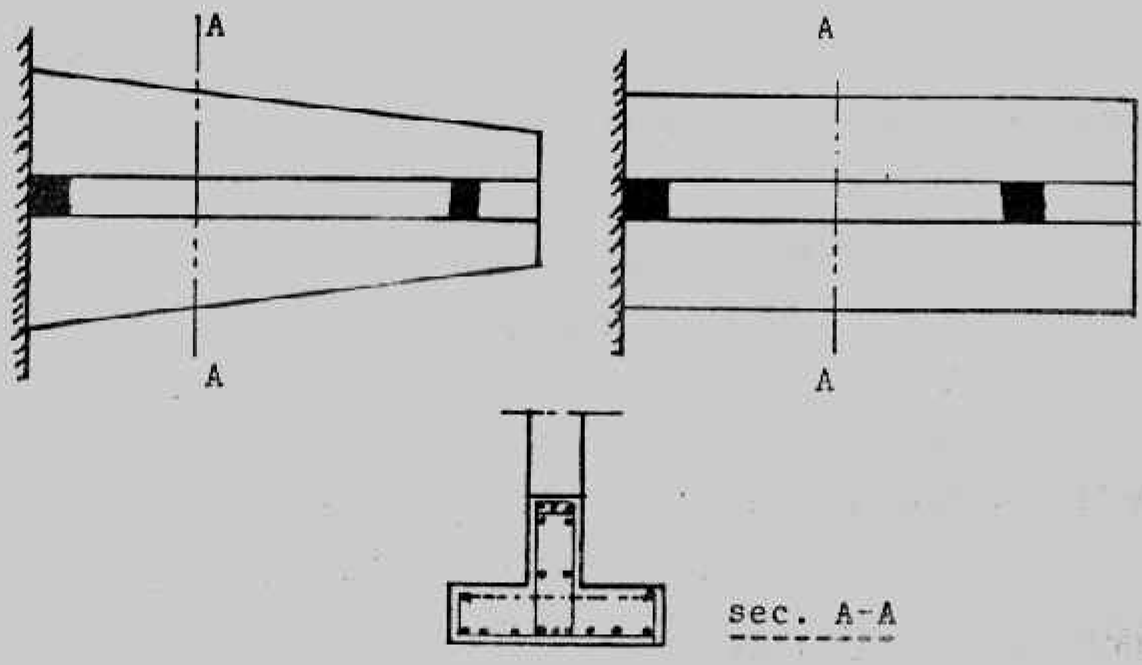
حالة خاصة من القواعد المشتركة المستطيلة وشبه المنحرف :

فى القواعد المشتركة المستطيلة أو شبه المنحرف يمكن إضافة كمرة rib رابطة للعمودين وجزء منها مدفون فى القاعدة. شكل (٦-٢٧). وهذه الكمرة تحول القاعدة المشتركة إلى قاعدة شريطية strip footing وتتحمل هده الكمرة العبء الأكبر فى الأساس. ولذا يجب العناية التامة بتصميم هده الكمرة حيث أنها تتحمل العزوم فى الاتجاه الطولى.

تصمم الكمرة كمقطع على شكل حرف T مقلوب بينما تصمم بلاطة الأساس على أنها أساس شريحة Strip footing . ويمكن أن نطلق على هده القواعد تسمية "القواعد المشتركة الشريطية" وينطبق على تصميمها حطوات تصميم القواعد الشريطية التى أوردناها بالتفصيل فى الباب السابق.



شكل (٦-٢٦) : تفاصيل التسليح والأبعاد.



شكل (٦-٢٧) : قواعد مشتركة بكمرة (أساسات شريطية)

تصميم القواعد المشتركة بطريقة الإجهادات القصوى :

Design of Combined Footings by Ultimate Stresses Method :

تتلخص خطوات تصميم القواعد المشتركة بطريقة الإجهادات القصوى فيما يلى :

١- توقيع نقطة تأثير محصلة الأحمال على القاعدة.

٢- حساب المساحة التى تحقق جهد التربة Soil pressure حيث :

$$q = R/A$$

عندما تكون محصلة الأحمال R فى مركز مساحة القاعدة.

$$q = \frac{R}{A}(1 \pm \frac{6e}{L})$$

٣- تحويل الأحمال إلى الأحمال القصوى من المعاملات :

$$U = 1.4\,D + 1.7\,L$$
$$U = 0.75\,[1.4D + 1.7L + 1.7\,(\text{Wind or Earthquake})]$$

٤- باستخدام الأحمال القصوى تحسب القيمة القصوى لجهد التربة q_u .

٥- باستخدام القيم القصوى للأحمال ولجهد التربة يرسم القص وعزم الانحناء مع أخذ أحمال الأعمدة كأحمال مركزة فى مراكز الأعمدة.

٦- تعيين عمق الأساس من :

أ - القص الأحادى wide beam type shear المبنى على أن الإجهادات المسموح بها للخرسانة فى القص هى :

$$Vc\,(MN/m^2) = 0.17\sqrt{f_c\,(MN/m^2)}$$

كما أن اجهادات القص الفعلية تحسب على بعد d من وجه العمود :

$$V_u = \frac{Q_u}{bd}$$

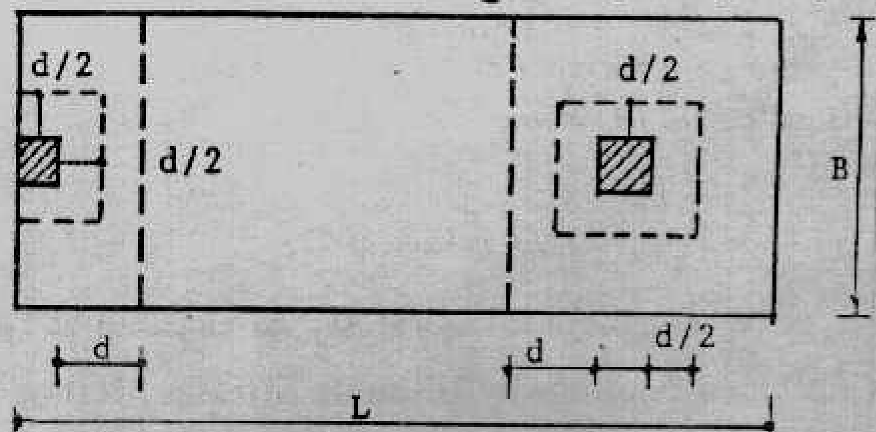
ب- من الشد القطرى Diagonal Tension (القص الثاقب Punching shear) شكل (٦-٢٨) المبنى على أن الاجهادات المسموح بها للخرسانة فى القص٠

$$V_c(MN/m^2) = 0.34\sqrt{f_c\,(MN/m^2)}$$

كما أن اجهادات القص الفعلية تحسب من :

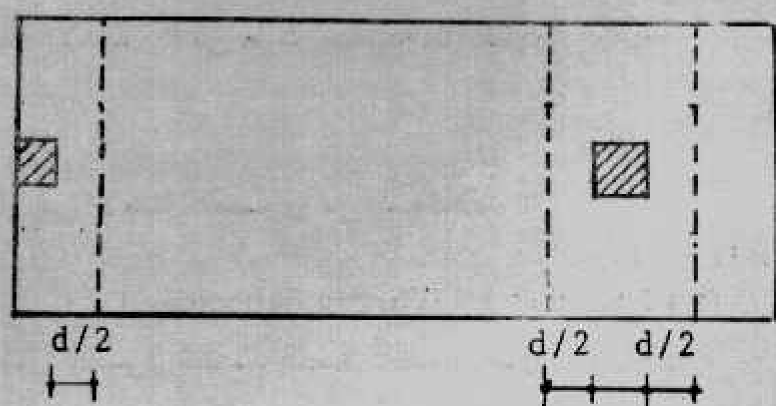
$$V_u = \frac{Q_u}{bd}$$

ويحسب ذلك لكل عمود بمسافة d/2 من جميع الجهات (القص الثاقب)٠ ويجب أن تكون الإجهادات الفعلية للقص أقل من المسموح بها٠



شكل (٦-٢٨) : المقاطع الحرجة للقص والقص الثاقب

ويؤخذ الحديد العرضى فى باقى الأماكن بالنسبة الأدنى لمقاومة الانكماش٠



شكل (٦-٢٩) : عرض الكمرات العرضية المدفونة

٨- إعداد الرسومات التى تعطى تفاصيل التسليح والأبعاد النهائية.

Example (6-5):

Design a rectangular combined footing using the ultimate stresses method given : $f_c = 24$ MN/m^2, $f_y = 420$ MN/m^2, $q_{na} = 170$ kN/m^2, columns spacing = 5m

Column 1 : 0.40 x 0.40 m, D = 600 kN, L = 400 kN

Column 2 : 0.5 x 0.5 m , D = 800 kN, L = 500 kN

Solution :

Compute the footing dimension

R = (600 + 400) + (800 + 500) = 2300 kN

Σ M column (1) = 0

$$2300 \ \overline{X} = 5 \times 1300$$

$$\overline{X} = 2.826 \text{ m}$$

$$L = 2\,(2.826 + 0.2) = 6.052 \text{ m}$$

To avoid computational errors the actual computed footing length will be used for all computation.

$$B = \frac{R}{q_{na.L}} = \frac{2300}{170 \times 6.05} = 2.236 \text{ m} \qquad \text{use actual } B = 2.25\text{m}$$

Convert soil pressure to an equivalent ultimate load value

$U_1 = 1.4\,d + 1.7\,L$

$= 1.4\,(600) + 1.7\,(400) = 1520$ kN

$U_2 = 1.4\,(800) + 1.7\,(500) = 1970$ kN

Factor = (1520 + 1970)/2300 = 1.517

$q_u = 170\,(1.517) = 257.89$ kN/m^2

Shearing force and moment diagrams, Fig. (6-30):

Load/m of beam q = qu.B = 257.89 x 2.236 = 576.64 kN/m^2

or $\quad q = (U_1 + U_2)/L = (1520 + 1970)/6.052 = 576.67$ kN/m^2

Shear Qx = $\int q\,dx = 576.6\,x + C$

Where c = column loads at the lift of the considered sec.

at x = 0.4 m $\quad Q_x = 576.6\,(0.4) - 1520 = -1289.36$ kN

at x = 4.95m $\quad Q_x = 576.6\,(4.95) - 1520 = 1234.17$ kN

at x = 5.45 $\quad Q_x = 576.6\,(5.45) - (1520 + 1970) = -347.53$ kN

Location of zero shear $\quad 576.6\,x - 1520 = 0$

$\therefore x = 2.64$ m

Moment $M_x = \int Q\,dx = 576.6\,x^2/2 + Cx = 288.3\,x^2 + Cx$

at x = 0.4m $\quad M = -288.3\,(0.4)^2 + 1520\,(0.2) = +\,257.87$ km.m

at x = 4.95m $\quad M = -288.3\,(4.95)^2 + 1520\,(4.75) = -155.93$ km.m

at x = 5.45 m $\quad M = -288.3\,(5.45)^2 + 1520\,(5.25) = +\,583.23$ km.m

at x = 2.64 m $\quad M_{max} = -288.3\,(2.64)^2 + 1520\,(2.44) = -1699.46$ km.m

To find depth for wide beam shear at the location of largest shear the allowable concrete stress is :

$$V_c = 0.17\sqrt{f_c} = 0.17\sqrt{24} = 0.833 \text{ MN/m}^2 = 833 \text{ kN/m}^2$$

$Q_{beam} = 1334.17 - 576.67\,d$

$Q_{concrete} = B d\, v_c = 2.25\,(d)\,833 = 1874.25\,d$

Equating : $576.67\,d + 1874.25\,d = 1334.17$

$2450.92\ d = 1334.17$
$d = 0.544\ m$

Check diagonal tension

$V_c = 0.34$

At column (1) the $\sqrt{f'_c} = 0.34\sqrt{24} = 1.666\ MN/m^2 = 1666\ kN/m^2$

At column (1) the perimeter in shear is

$P = 2\ (0.4 + 0.544/2) + (0.4 + 0.544) = 2.288\ m$

$Q_{shear} = pd\ v_c = 2.288 \times 0.544 \times 1666 = 2073.62\ kN$

$> 1520\ kN$ (o.k)

المفروض عند المقارنة أن يطرح من حمل العمود قيمة Acq حيث Ac هى مساحة العمود وقد أهمل ذلك هنا :

At column (2) the perimeter in shear is

$P = 4\ (0.5 + 0.544) = 4.176\ m$

$Q_{shear} = 4.176 \times 0.544 \times 1666 = 2784.7 > 1970\ kN$ (o.k)

Take actual $d = 0.58\ m$, $t = 0.65\ m$

Compute negative steel :

$a = A_s f_y / 0.85\ f_c b = 20\ As/0.85 \times 24 \times 2.25 = 9.15\ A_s$

$M_u / \phi\ f_y = A_s\ (d - a/2)$

$1699.46/0.9 \times 420000 = A_s\ (0.58 - 9.15\ A_s/2)$

$4.575\ A_s^2 - 0.58\ A_s + 4.496 \times 10^{-3} = 0$

$A_s = 7.33 \times 10^{-3} = 73.28\ cm^2$

use 15 ϕ 25 / B ($73.65\ cm^2$)

Compute positive steel in cantilever part

$583.23/\ 0.9 \times 420000\ A_s\ (0.58 - 9.15\ A_s/12)$

$4.575\ A_s^2 - 0.58\ A_s + 1.543 \times 10\text{-}3 = 0$

$as = 2.607 \times 10^{-3}\ m^2 = 26.07\ cm^2$

$A_s = 2.607 \times 10^{-3}\ m^2 = 26.07\ cm^2$

$A_{s\ min} = 0.0018 \times 58 \times 225 = 23.49\ cm^2$

use 10 ϕ 19/ B ($28.4\ cm^2$)

Run 5 ϕ 19 ($A_s/2$) full length of footing.

Design transverse steel (short direction)

$q_u = (1520 + 1970)/\ 6.052 \times 2.25 = 256.3\ kN/cm^2$

For column (1): width of beam under column (1)

$= 0.4 + d/2 = 0.4 + 0.58/2 = 0.69\ m$

$d = 0.58 - 0.019 - 0.019/2 = 0.55$

$M = 256.3 \times 0.95^2/2 = 109.65\ kN.m$

From previous computations

$4.575\ A_s^2 - 0.55\ A_s + 2.9 \times 10^{-4} = 0$

$A_s = 5.2\ cm^2$

$A_{s\ min} = 0.0018 \times 69 \times 55 = 6.83\ cm^2$

Use 3 ϕ 19

For column (2) width of beam under column(2)

$= 0.5 + d = 0.5 + 0.58 = 1.08\ m$

$M = 256.3 \times 0.8752/2 = 98.11\ kN.m$

$4.575\ A_s^2 - 0.55\ A_s + 2.596 \times 10^{-4} = 0$

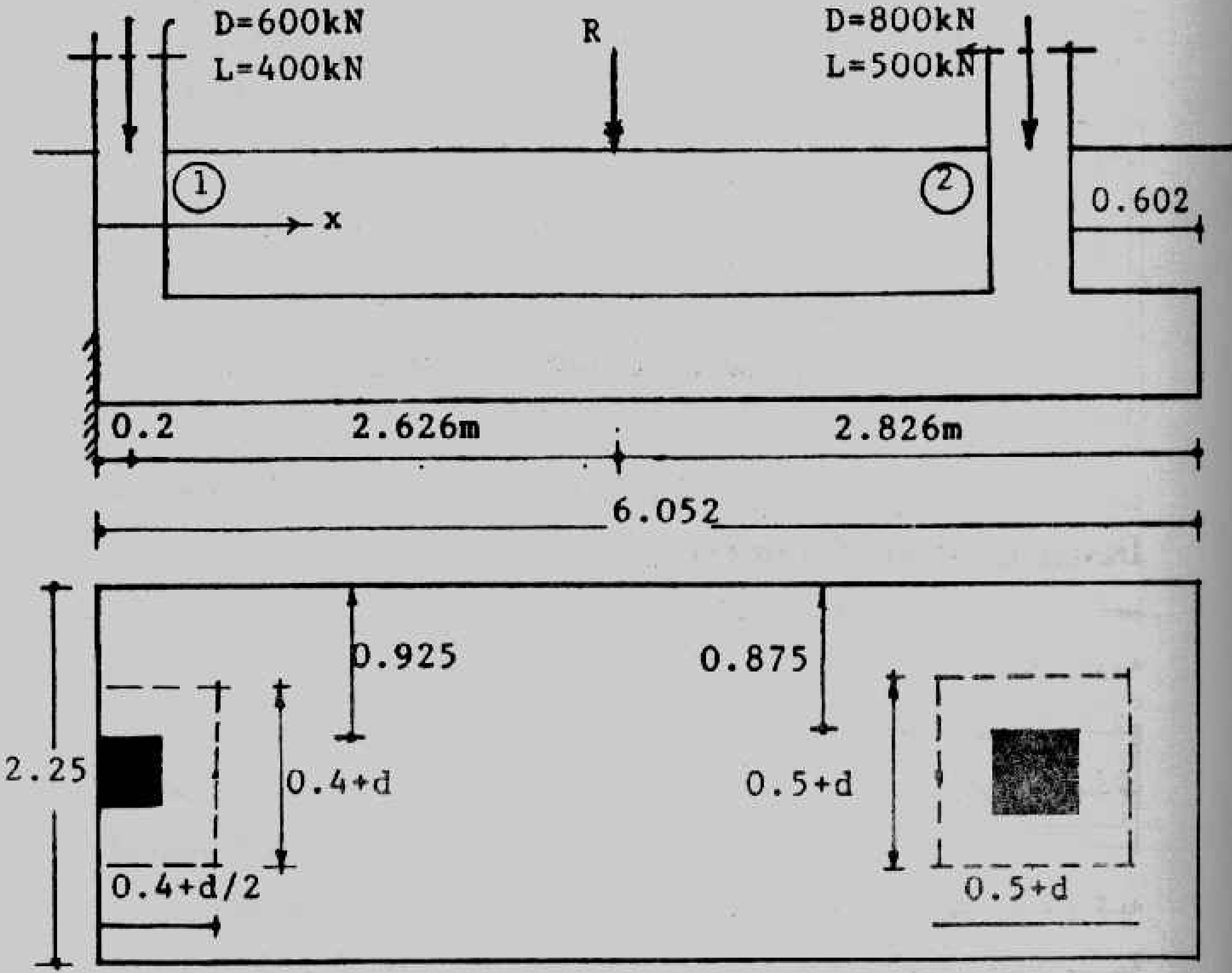
$A_s = 4.7\ cm^2$

$A_{s\ min} = 0.0018 \times 1.08 \times 55 = 10.69\ cm^2$

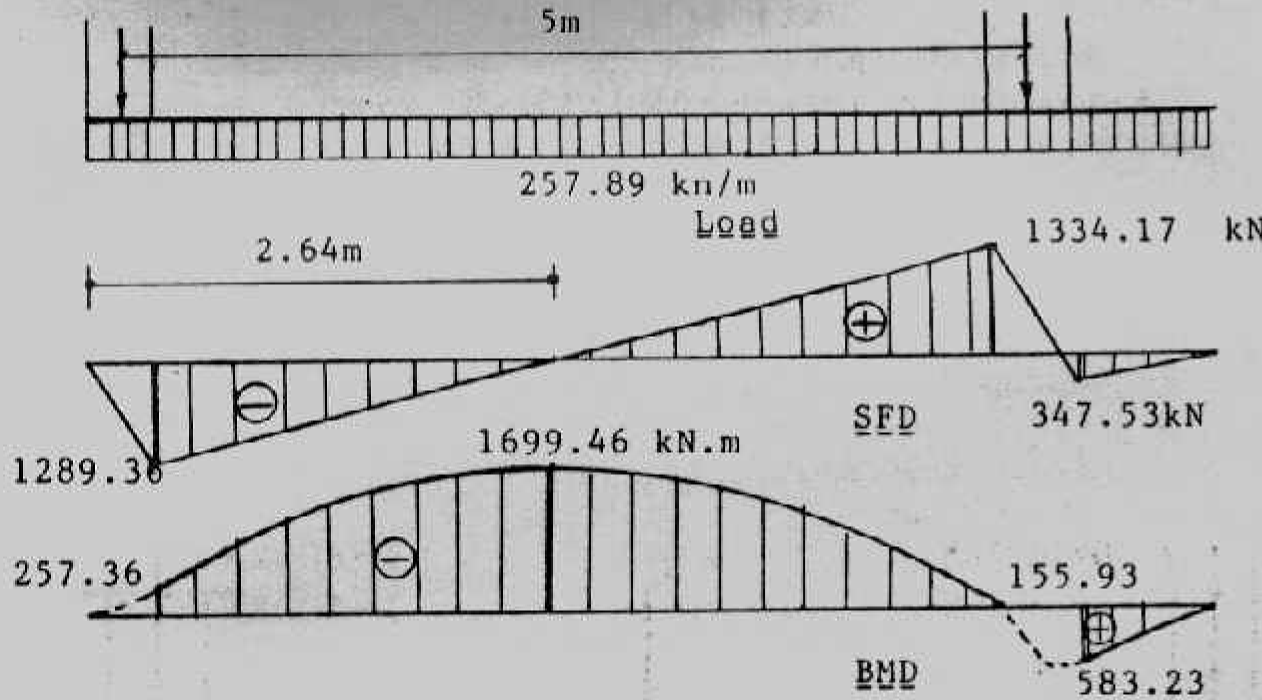
use 4 Φ 19mm

Shrinkage bars for other parts = $0.001 \times 100 \times 55 = 9.9\ cm^2$

take 4 Φ 13mm/m' top and 4 Φ 13mm/m' ($10.6\ cm^2$)



شكل (٦-٣٠): أبعاد مثال (٦-٣١).



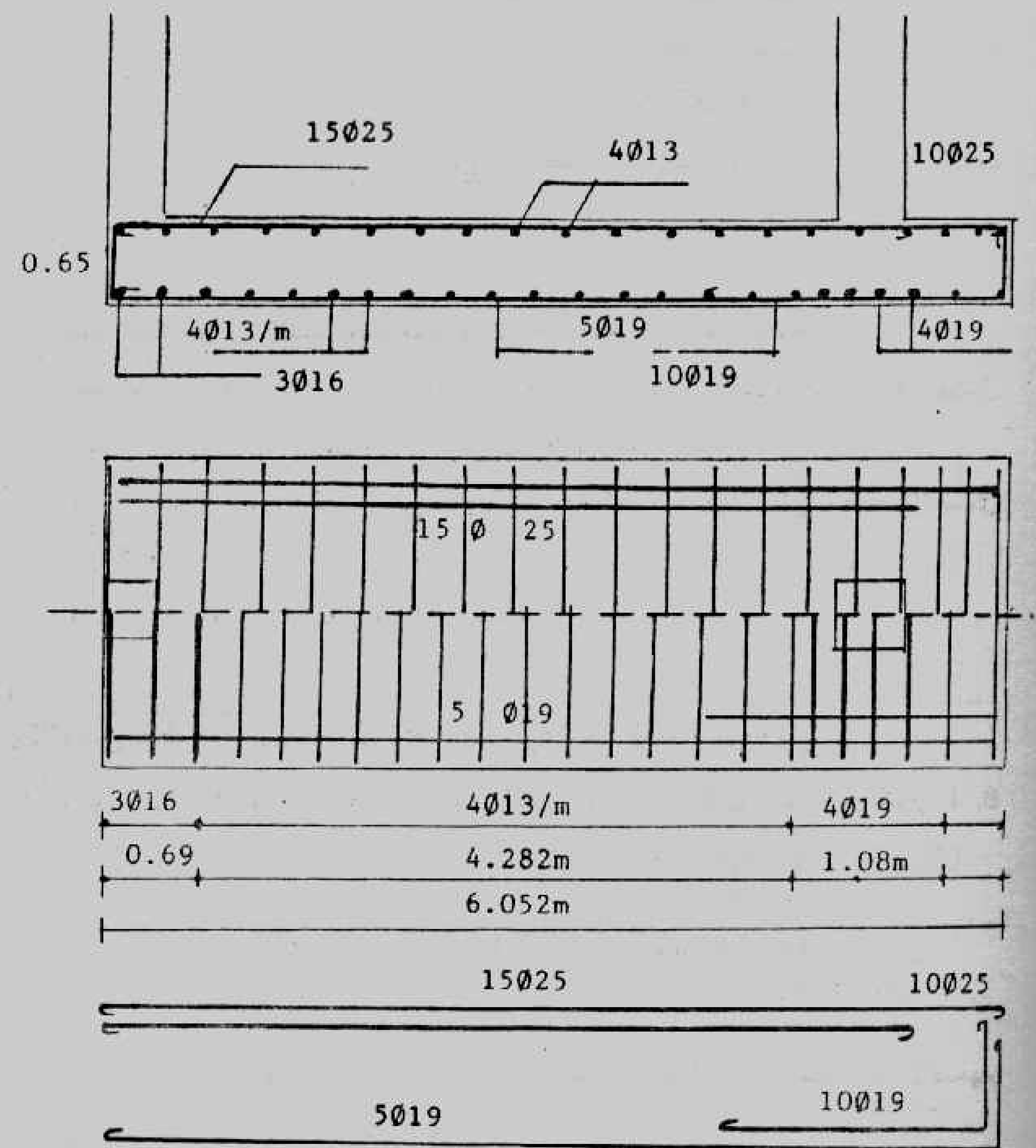
شكل (٦-٣١) : القوى الداخلية لمثال (٦-٣١)٠

تصميم القواعد ذات الشداد (القواعد الكابوليه)

Design of Strap (Cantilever) Footings :

حينما تكون قاعدة الجار الخارجية كابولية أى أن حمل العمود يؤثر فى غير مركزها (غير مركزى) فإنه يلزم ربط هذه القاعدة الكابولية بقاعدة أخرى داخلية مركزية الحمل بشداد أو كمرة عالية الجساءة (Strap beam) ٠ والشداد يعمل على نقل العزم الناتج عن عدم محورية الحمل على القاعدة الخارجية إلى القاعدة الداخلية وتكون الإجهادات المعرضة للتربة تحت القواعد منتظمة التوزيع٠

والقواعد ذات الشداد تستخدم لنفس غرض القواعد المشتركة المستطيلة أو شبه المنحرف إذا كانت المسافة بين العمودين كبيرة وقدرة تحمل التربة عالية لا تحتاج لمساحة كبيرة٠ كما أن القواعد الكابولية أوفر من القواعد المشتركة الأخرى فى المواد المستخدمة من خرسانة وحديد شكل (٦-٣٣)٠ وعند تصميم وتنفيذ الشداد (Strap) يجب مراعاة الاعتبارات الآتية :



شكل (٦-٣٢): تفاصيل التسليح لمثال (٦-٥)

١- الشداد يجب أن يكون جاسئا Rigid بدرجة كافية للتحكم فى دوران القاعدة الخارجية ولذا يقترح أن يكون : $I_{strap}/I_{footing} > 2$ ،

٢- القواعد يجب أن تكون متناسبة لتعطى إجهادا متقاربا على التربة تحت القاعدتين لتجنب حدوث الهبوط المتفاوت بقيمة كبيرة، وأفضل حل حينما تكون محصلة الأحمال منطبقة على مركز ثقل القاعدتين، وهذا لا يتأتى إلا بعد محاولات عديدة،

٣- الشداد يجب إلا يلامس التربة حتى لا ينشأ ضغط تماس بينه وبين التربة مما يخالف اعتبارات تصميم،

٤- يهمل وزن الشداد فى اعتبارات التصميم،

٥- يجب التأكد من أن الشداد يعمل ككمرة عميقة (deep beam) من عدمه،

٦- حينما يكون عمق الشداد محدودا يمكن زيادة عرضه لتحقيق الجساءة المطلوبة ويفضل أن يكون عرض الشداد على الأقل مساويا لعرض أصغر عمود،

٧- يجب أن ينطبق محور الشداد على محور الأعمدة لتجنب حدوث اللى (Torsion) شكل (٦-٣٣)،

٨- التأكد من أن اجهادات القص فى الشداد آمنة،

وتتلخص خطوات تصميم القواعد الكابوليه ذات الشداد فيما يلى :

- يفرض طول القاعدة الخارجية L بحيث تكون $B_2 > L$ لتقليل الدوران وتكون B, L متناسبتان معا،

$$e = L/2 - a_1/2$$

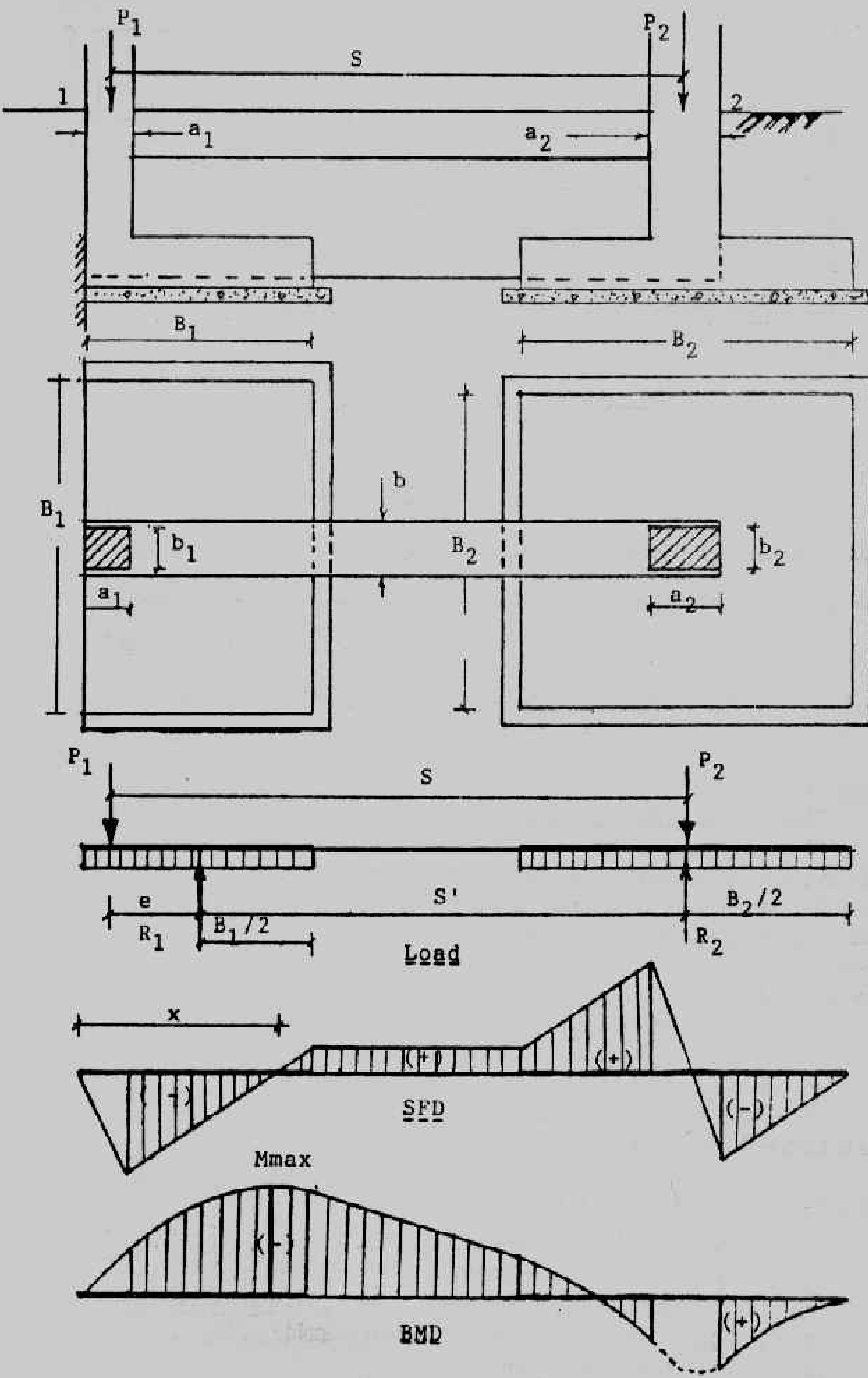
$$S' = S - e$$

- تعين محصلات ردود أفعال التربة R2, R1 بأخذ العزوم عند محور العمود الداخلى

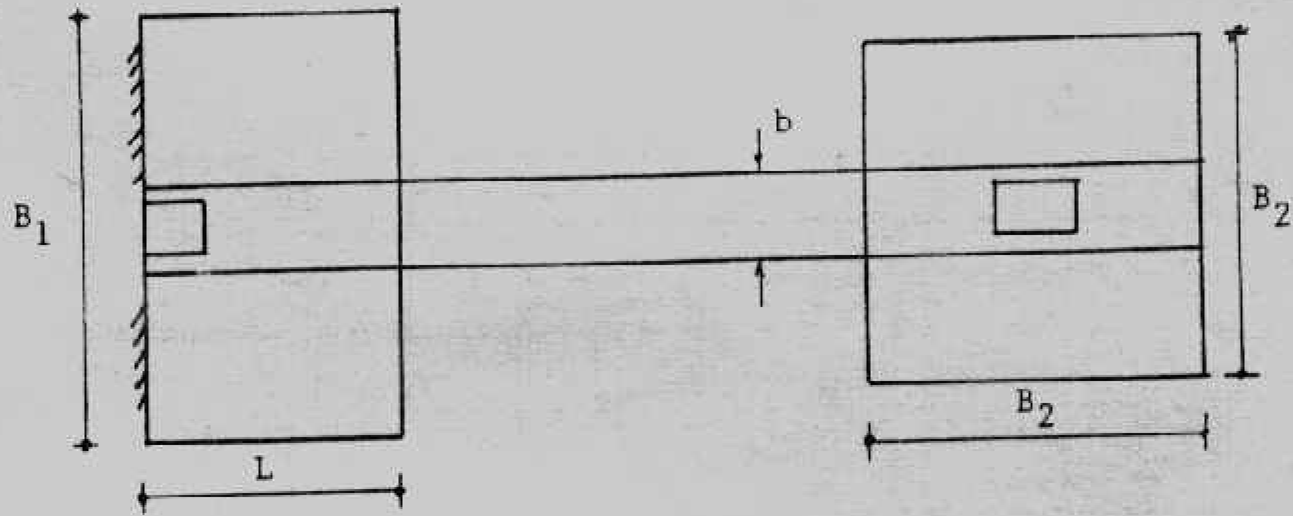
$$R_1 = P_1 . S/S'$$

$$R_2 = (P_1 + P_2) - R_1$$

- تعين مساحات القواعد وتقرب الأبعاد لأقرب ٥ سم ويلاحظ أنه من الأسهل فى التصميم أن تؤخذ القاعدة الداخلية مربعة الشكل،
- يحسب الجهد النهائى للتربة أسفل القاعدتين ويجب أن تكون القيم متقاربة وأقل من قدرة تحمل التربة المسموح بها،
- من النظام الاستاتيكى للأساس يرسم مخطط القص ومخطط العزم ويلاحظ أن أقصى عزم يقابل موضع القص الصفرى قرب نهاية القاعدة الخارجية،
- يصمم الشداد على تحمل القص والعزم السابق إيجادهما، كما يجب التأكد من أن الشد القطرى (Diagonal Tension) فى حدود المسموح به أو يقاوم باستخدام الحديد المكسح والكانات متعددة الأفرع،



شكل (٦-٣٣) : تصميم القواعد الكابوليه.



شكل (٦-٣٤) : الشـــداد الممتـد .

- تصمم القاعدة الخارجية على أنها قاعدة شريطية (Strip footing).
- تصمم القاعدة الداخلية كقاعدة مربعة أو مستطيلة إذا كان الشداد ينتهى عند نهاية العمود. أما إذا كان الشداد ممتد لنهاية القاعدة فتصمم هذه القاعدة على أنها قاعدة شريطية أيضـا، شكل (٦-٣٤).
- تقدم الرسومات التفصيلية لبيان الأبعاد الخرسانية والتسليح شكل (٦-٣٥).

Example (6-6):

Design a strap footing to support an exterior column 40 x 40 cm carrying a load of 80 t and an interior column 40 x 60 cm carrying a load of 145t. The distance centre to centre of columns is 5 m. The outside edge of the footing should not project beyond the outside face of exterior column. The net allowable soil pressure is 1.6 kg/cm^2 take $f_c = 60\ kg/cm^2$, $q_{sh} = 7\ kg/cm^2$, $q_p = 10\ kg/cm^2$

Solution :

Assume L = 2 m

$e = (2/2 - 0.4/2) = 0.8$ m

$S' = 5 - 0.8 = 4.2$ m

$R_1 = 80 \times 5.0 / 4.2 = 95.24$ t

$R_2 = (80 + 145) - 95.24 = 129.76$ t

Area of footing 1 = 95.24/16 = 5.95 m^2

L = 2 . $B_1 = 5.95/2 = 2.975$ taken 3m

Area of footing 2 = 129.76/16 = 8.11 m^2

$B_2 = \sqrt{8.11} = 2.848$ m2 taken 2.85m.

$q_1 = 95.24/2 \times 3 = 15.87\ t/m^2$

$q_2 = 129.76/ 2.85 \times 2.85 = 15.975$ t/m

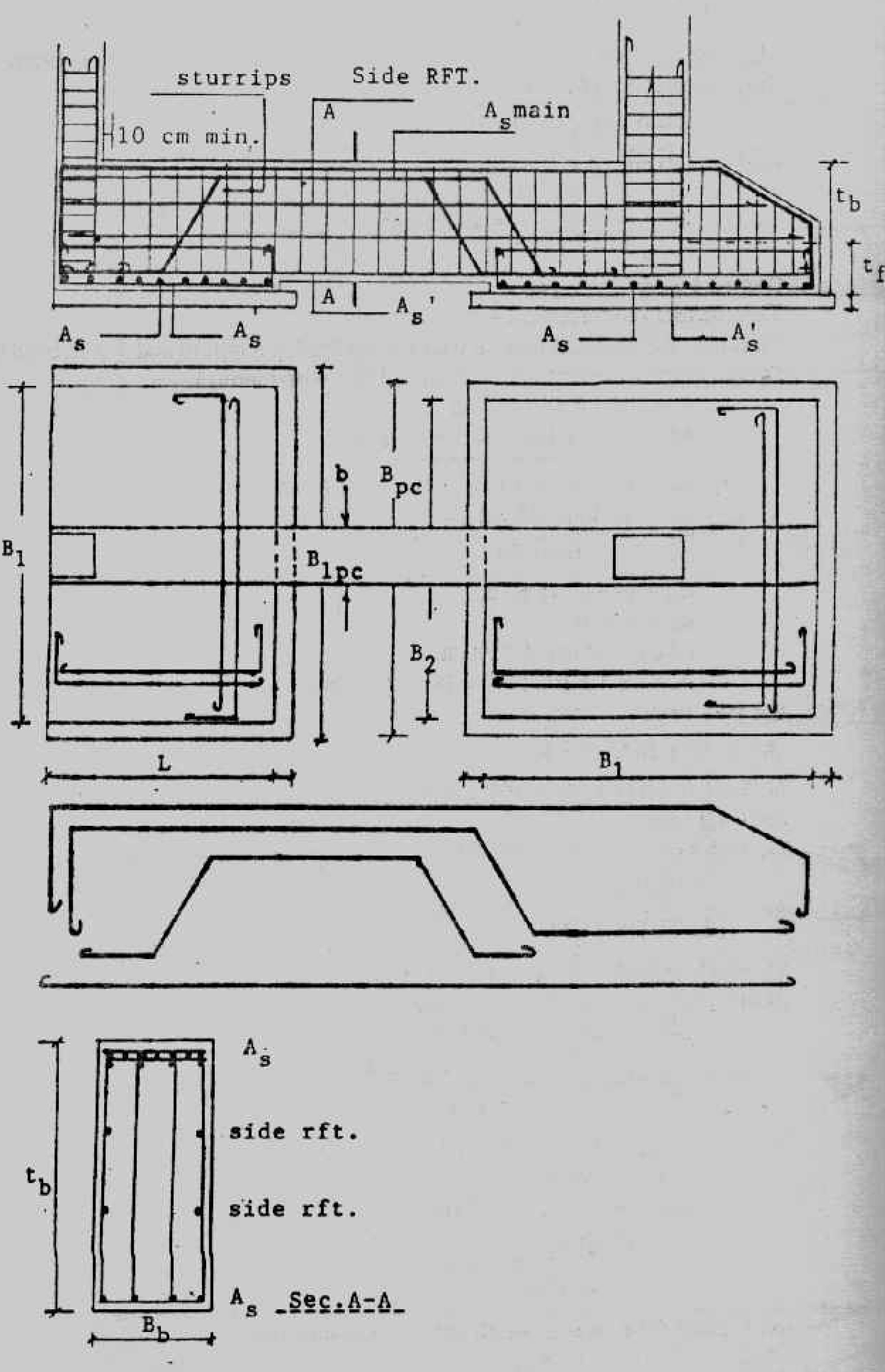
$q_1 \approx q_2 < q_{na}$. So, the assumption of L is reasonable

$q_1\ t/m' = 15.87 \times 3 = 47.61\ t/m'$

$= 15.975 \times 2.85 = 45.53\ t/m'$

Shear force and bending moment diagrams are drawn and shown in Fig. (6-36)

Zero shear is at (x) from left edge



شكل (٦-٣٥) تسليح القواعد الكابوليه

$47.61(x) - 80 = 0$

$x = 1.68$ m

$M_{max} = 80 \times (1.68 - 0.2) - 47.61 \times 1.68^2/2 = 51.21$ m.t. Design of strap beam

Take the breadth of the strap = 50 cm

$$d = 0.313\sqrt{51.21x10^5/50} = 100.17 \text{ cm}$$

take t = 110 cm, d = 103 cm

$$A_s = \frac{51.21x10^5}{1217x103} = 40.85 \text{ cm}^2$$

take 11 ϕ 22

Take bottom reinforcement 4 ϕ 16 ($8cm^2$)

To satisfy the diagonal tension take 4 branches 6 ϕ 8 mm/m and 4 ϕ 22 bend bars.

Design of the exterior footing (designed as a strip footing).

$C = (3.0 - 0.5) = 1.25$ m

$M = 15.87 \times 1 \times 1.25^2/2 = 12.4$ mt

$$d_m = 0.313\sqrt{12.4x10^5/100} = 34.85 \text{ cm}$$

$$d_{sh} = \frac{15.87(1.25 - d_{sh})}{100 x 70}$$

$d_{sh} = 19.84 - 15.87\, d_{sh}$

$d_{sh} = 0.23$ m

take t = 45 cm, d = 38 cm

$A_s = 12.4 \times 10^5/1217 \times 38 = 26.81$ cm^2

use 10 ϕ 19/m'

$A_s^1 = 0.2 \times 26.81 = 5.362$

or $A_{s\,min} = 0.002 \times 100 \times 38 = 7.6$ cm^2

use 6 ϕ 13 /m'

$Q_b = 15.87 \times 1 \times 1.25 = 19.625$ t

$$q_b = \frac{19.625x10^3}{28.81x10^5/285} = 31.5 \text{ cm}$$

$Q_p = 145 - 15.975 \times 1.725 \times 0.5 = 131.22$ t

Perimeter = 50 + 2 x 172.5 = 395 cm

$d_p = 131.22 \times 10^3/395 \times 10 = 33.22$ cm

$$d_{sh} = \frac{15.975(1.125 - d_{sh})2.85}{2.85 x 60}$$

$60\, d_{sh} = 17.97 - 15.975\, d_{sh}$

$d_{sh} = 0.24$ m

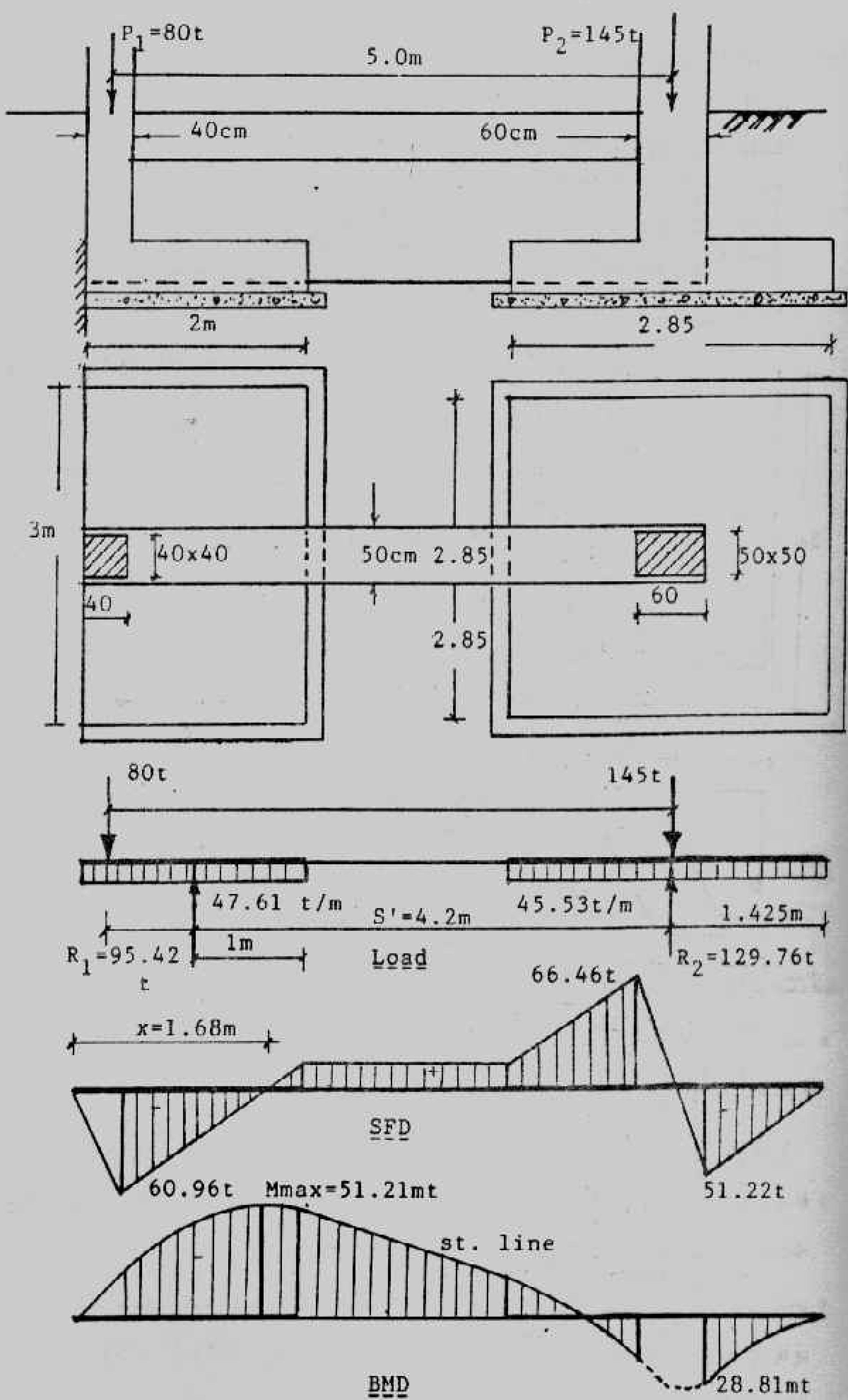
take t = 45 cm, d = 38 cm^2

$$As = \frac{28.81x10^5}{1217x38} = 62.3 \text{ cm}^2$$

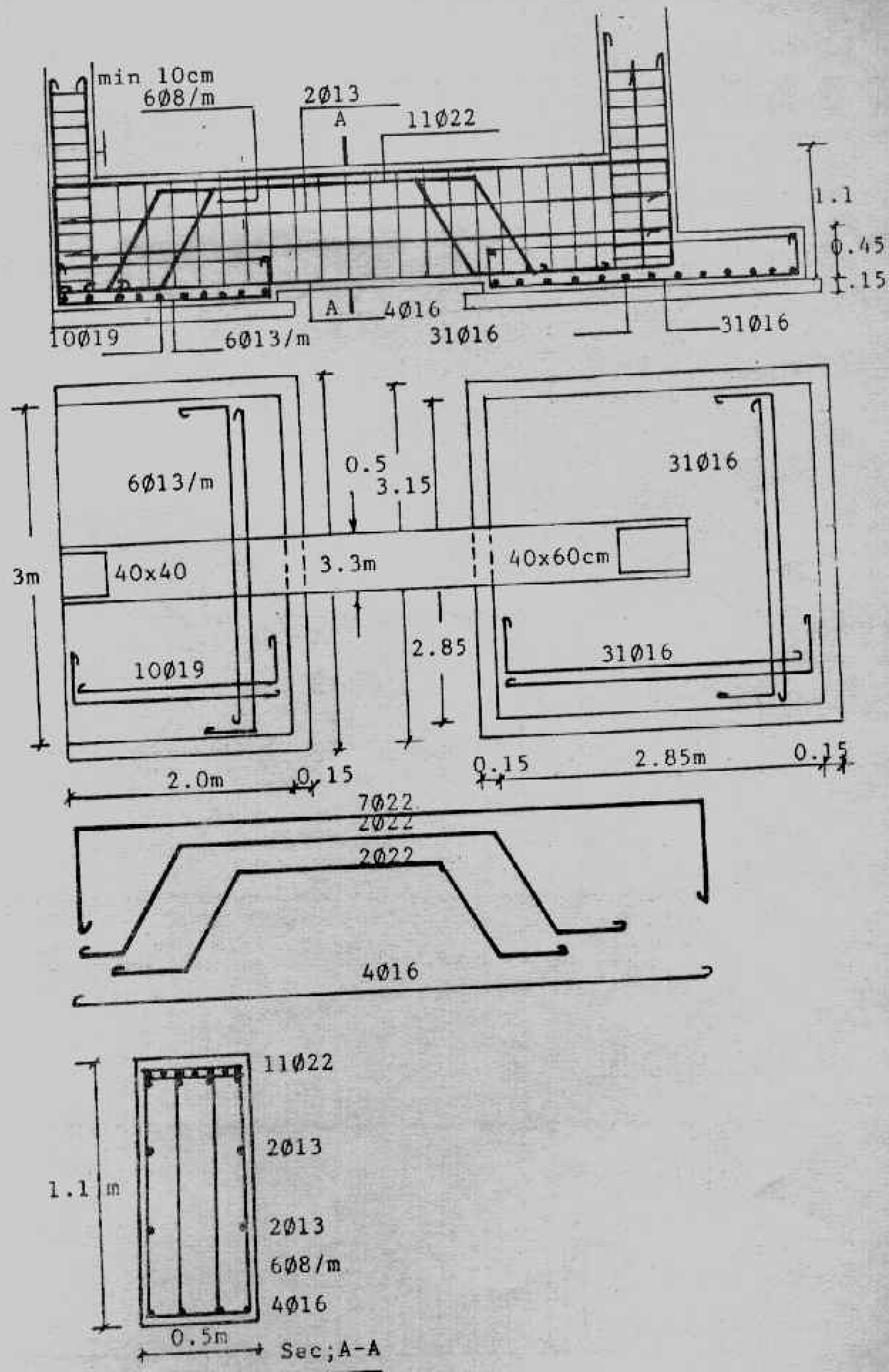
use L-shape 31 ϕ 16 over width 285 cm both direction

$$q_b = \frac{51.22x10^3}{0.87x31\pi 1.6x38} = 9.94 \text{ kg/cm}^2 \qquad \text{O.K.}$$

Details of dimensions and reinforcement are shown in Fig. (6-37)



شكل (٦-٣٦) : القوى الداخلية لمثال (٦-٦)



شكل (٦-٣٧) : أبعاد وتسليح مثال (٦-٦).

Example (6-7):

Redo example (6-6) if the strap is extended to the right side of interior footing

Solution :

The design is performed by the same manner except the following steps :

For strap beam

$103 = K_1\sqrt{28.81x10^5 / 50}$

$K_1 = 0.43$. $K_2 = 1254$

A_s bottom $= 28.81 \times 105/1254 \times 103 = 22.31$ cm

take 4 ϕ 22 + 4 ϕ 16

For interior footing :

The interior footing is designed as a strip footing

$C = (2.85 - 0.5)/2 = 1.175$ m

$M = 15.975 \times 1.1752/2 = 11.03$ mt

$d_m = 0.313\sqrt{11.03x10^5 / 100} = 32.87\ cm^2$

$$d_{sh} = \frac{15.975(1.175 - d_{sh})}{1.0 \times 70}$$

$70\ d_{sh} = 18.77 - 15.975\ d_{sh}$

$d_{sh} = 0.21$ m

take t = 45 cm. d = 38 cm

$A_s = 11.03 \times 10^5/1217 \times 38 = 23.85\ cm^2$

use 9 ϕ 19 /m` and $A_s$ = 6 ϕ 13/m`

$Q_b = 15.975 \times 1 \times 1.175 = 18.77$ t

$$q_b = \frac{18.77x10^3}{0.87x9\pi 1.9x38} = 10.557\ t/m`$$

use L-shape 10 ϕ 19 /m

Details of reinforcement are shown in Fig. (6-38)

حالات خاصة للقواعد ذات الشـداد :

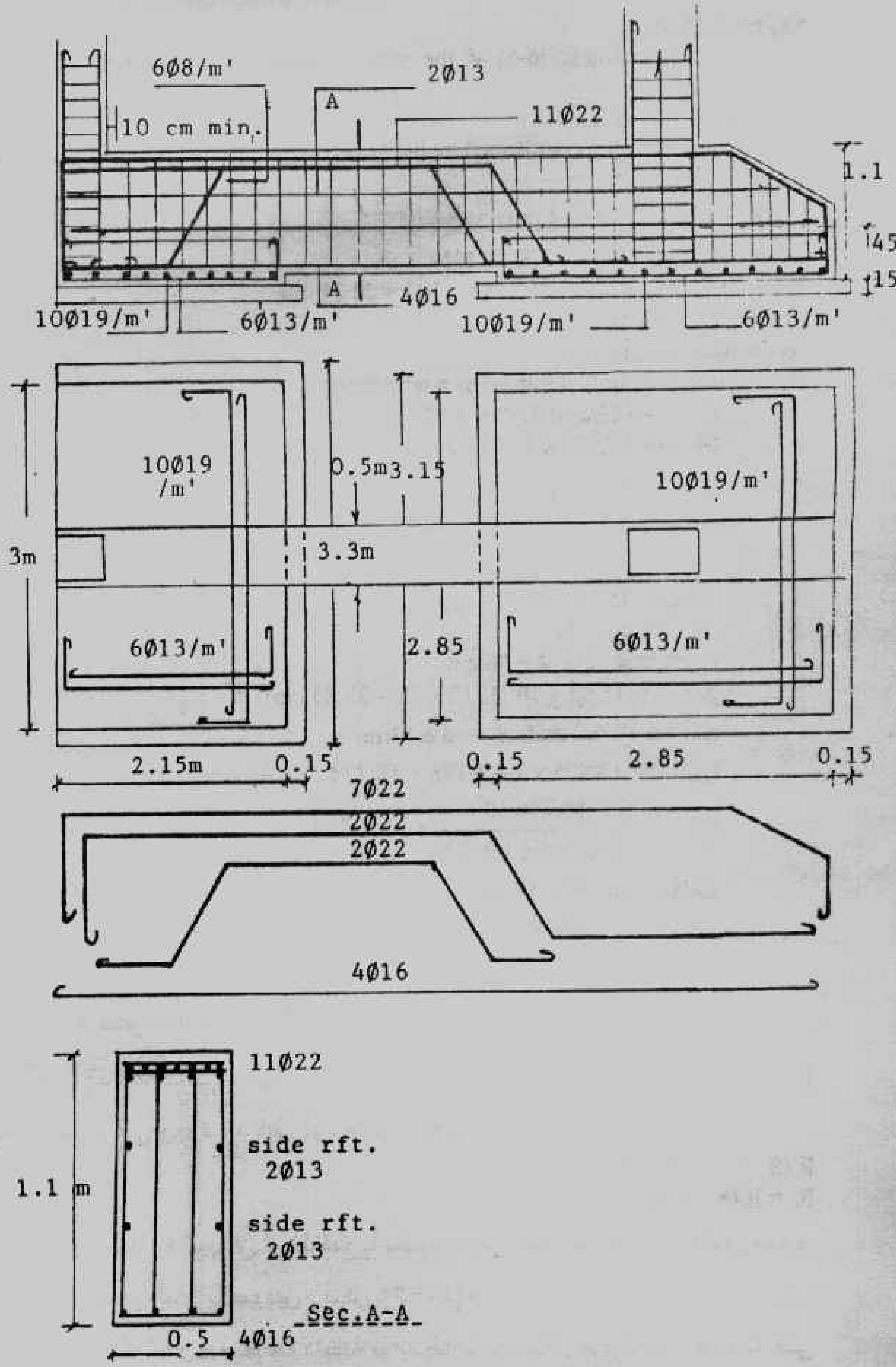
• عندما تكون القاعدة الداخلية بعيدة فإنه يمكن ربط الشداد فى سمل داخلى شكل (٦-٣٩) ويصمم السمل على وجود رد فعل من الشداد لأعلى عليه R` .

$R(S - S`) = R`.S`$

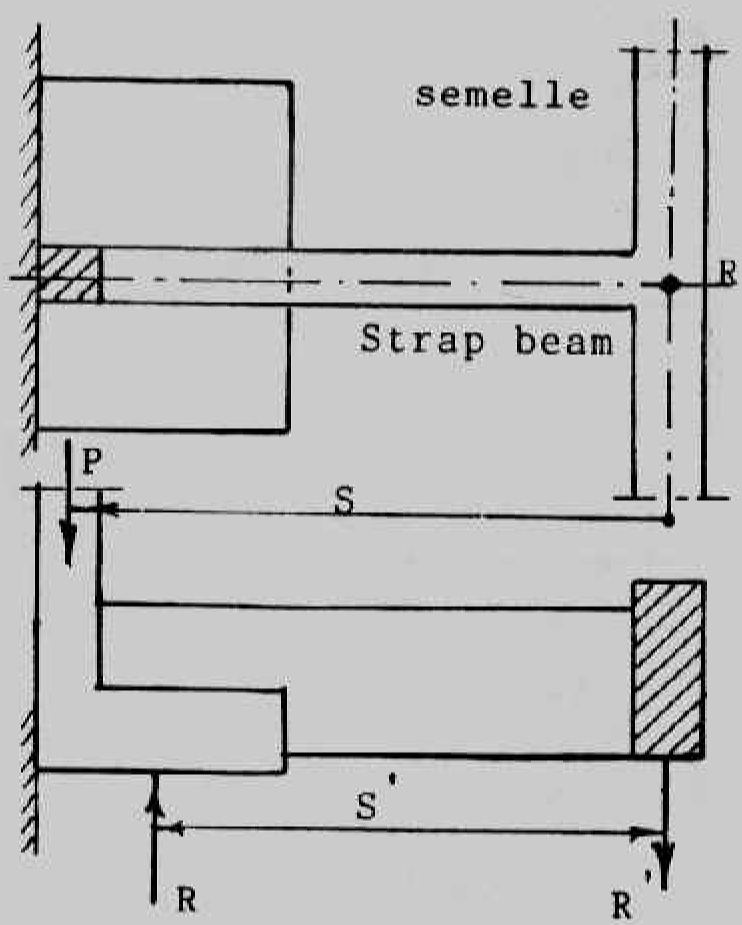
$R` = R(S - S`)/S`$

• قاعدة الركن المجاورة للجيران تربط قطريا بعمود داخلى مع مراعاة أن ينطبق محور الشداد على المحور المار بالعمودين. شكل (٦-٤٠).

• يمكن ربط القاعدة الخارجية بقاعدة داخلية بواسطة شداد مائل مع تجنب حدوث اللى بوقوع القوى ومحصلات ردود فعل التربة على نفس المحور شكل (٦-٤١). وفى حالة الميل الزائد يمكن استخدام شدادين شكل (٦-٤٢).



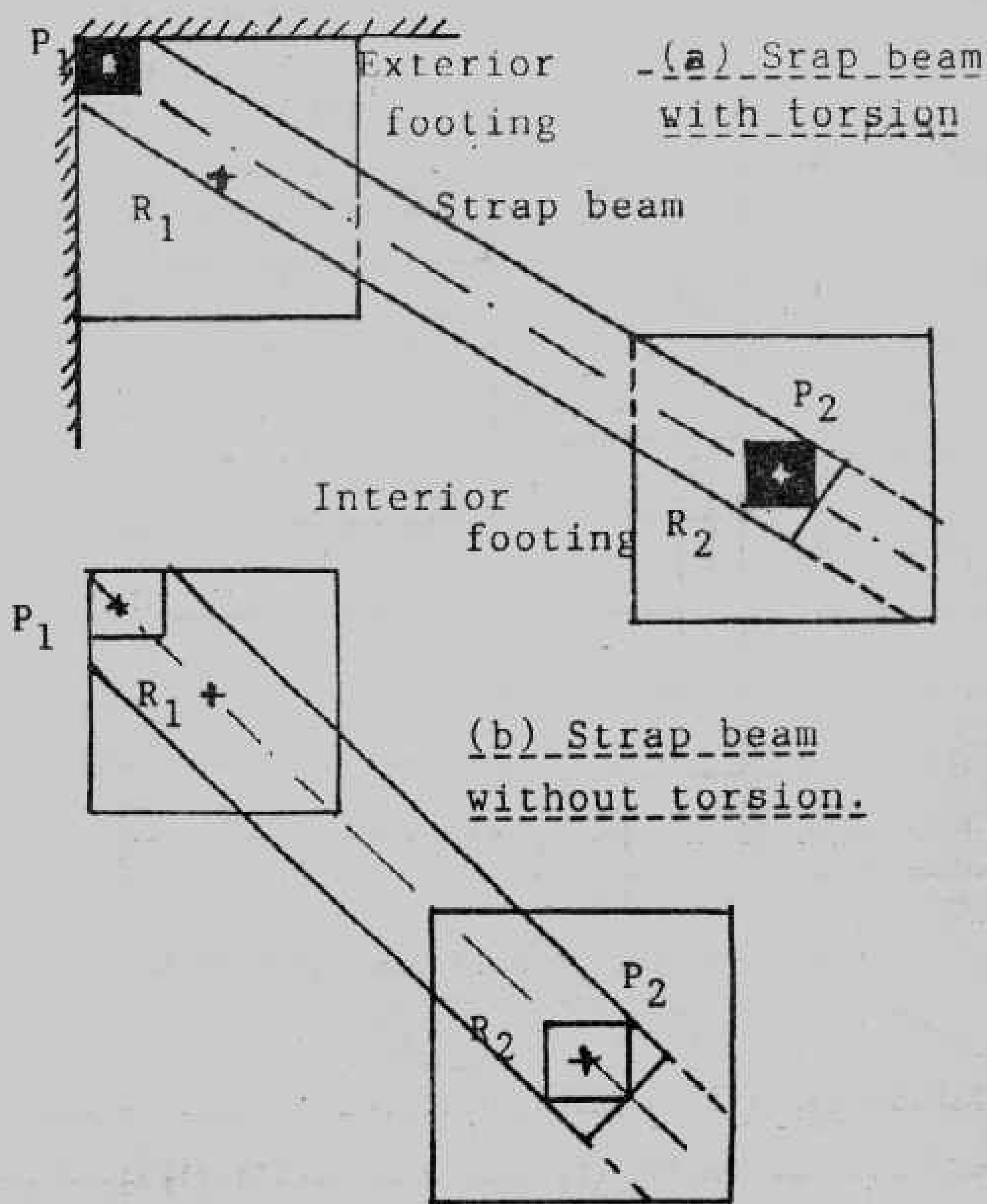
شكل (٦-٣٨) : مثال (٦-٧).



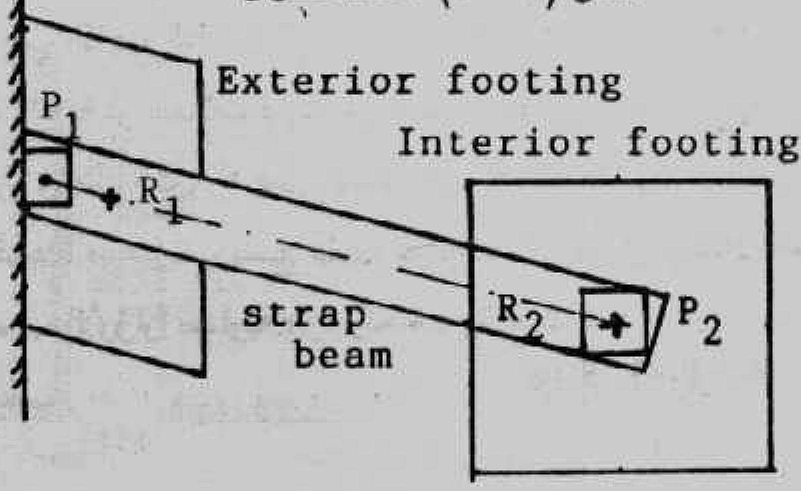
شكل (٦-٣٩) : تحميل الشداد على سمل.

- يمكن ربط قاعدتين خارجيتين بقاعدة واحدة داخلية شكل (٦-٤٣). وفى هذه الحالة يؤخذ تصميم القاعدة (١)، (٢) معا، ثم القاعدتين (٣)، (٢) معا عند تصميم الشداد والقواعد الخارجية، أما القاعدة الداخلية (٢) فتصمم على الحالة الأحرج وهى التى تجعل R_2 رد فعل. التربة على القاعدة الداخلية أكبر ما يمكن.
- حينما لا يوجد قواعد داخلية أو سملات قريبة من قاعدة الجار يتم عمل قاعدة فى نهاية الشداد وزنها يزيد مرة ونصف عن رد فعل الشداد على هذه القاعدة (أى معامل الأمان هنا ١,٥)، أو تنفذ قاعدة صغيرة يوضع عليها بلوكات ذات أوزان تعادل المطلوب، شكل (٦-٤٤)، وتحسب الأوزان مساوية مرة ونصف R_2 حيث :

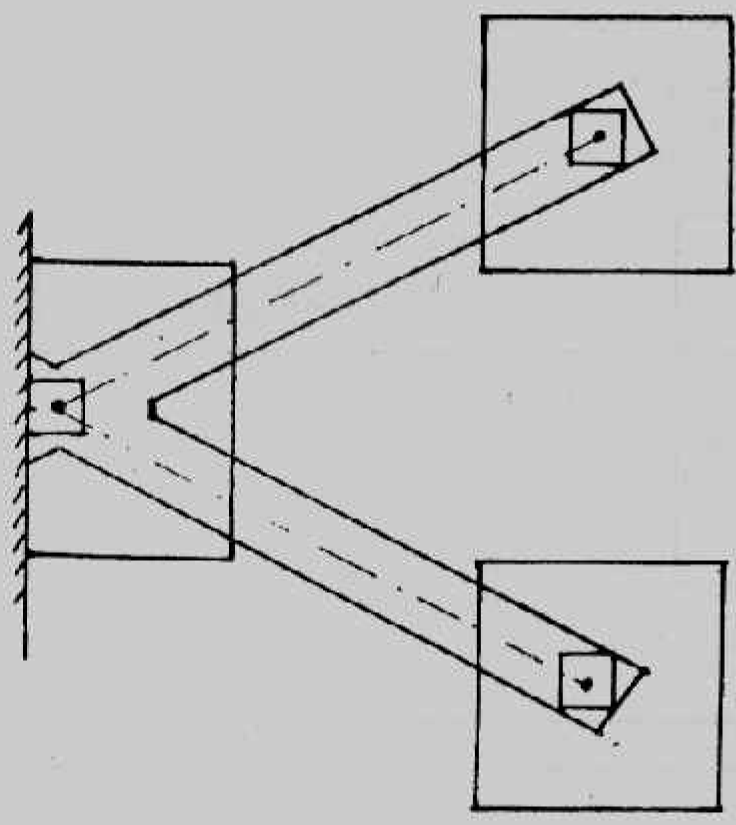
$$R_2 = P_1 (S - S')/S'$$



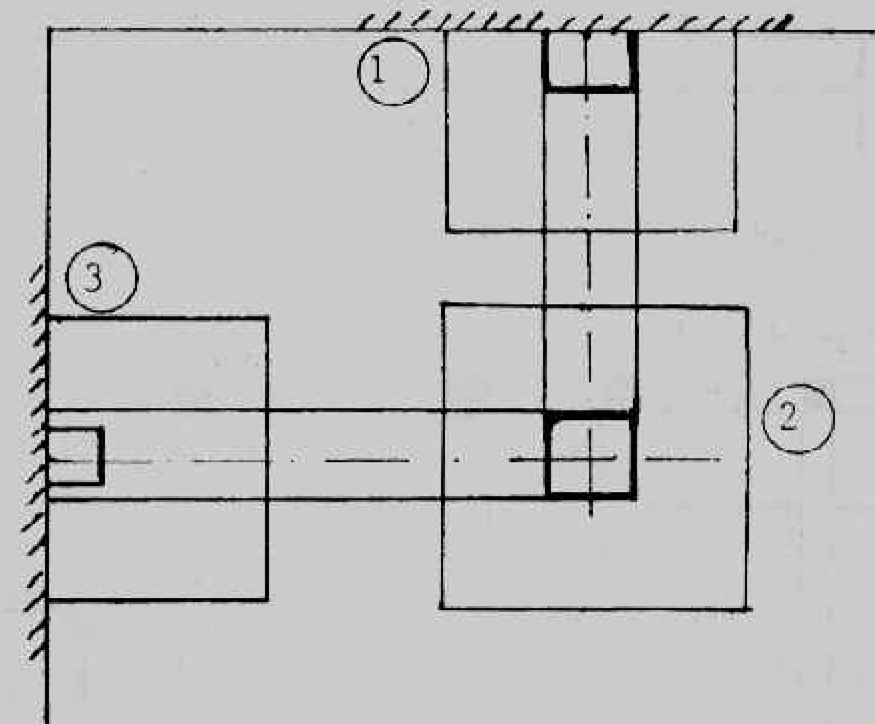
شكل (٦-٤٠) : شداد قطرى.



شكل (٦-٤١) : شداد مائل.



شكل (٦-٤٢): قاعدة خارجية بشدادين مائلين.

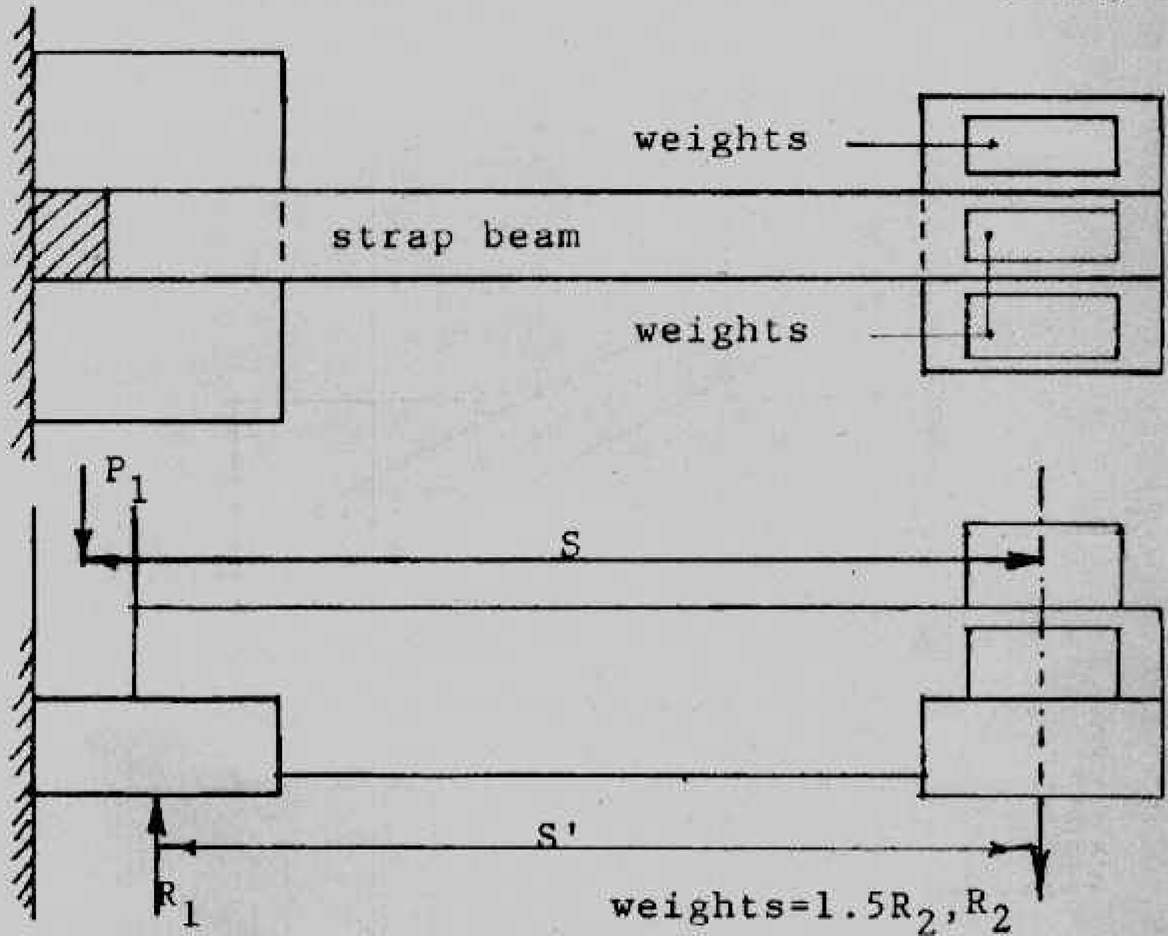


شكل (٦-٤٣) : ربط قاعدتين خارجيتين بقاعدة واحدة داخلية.

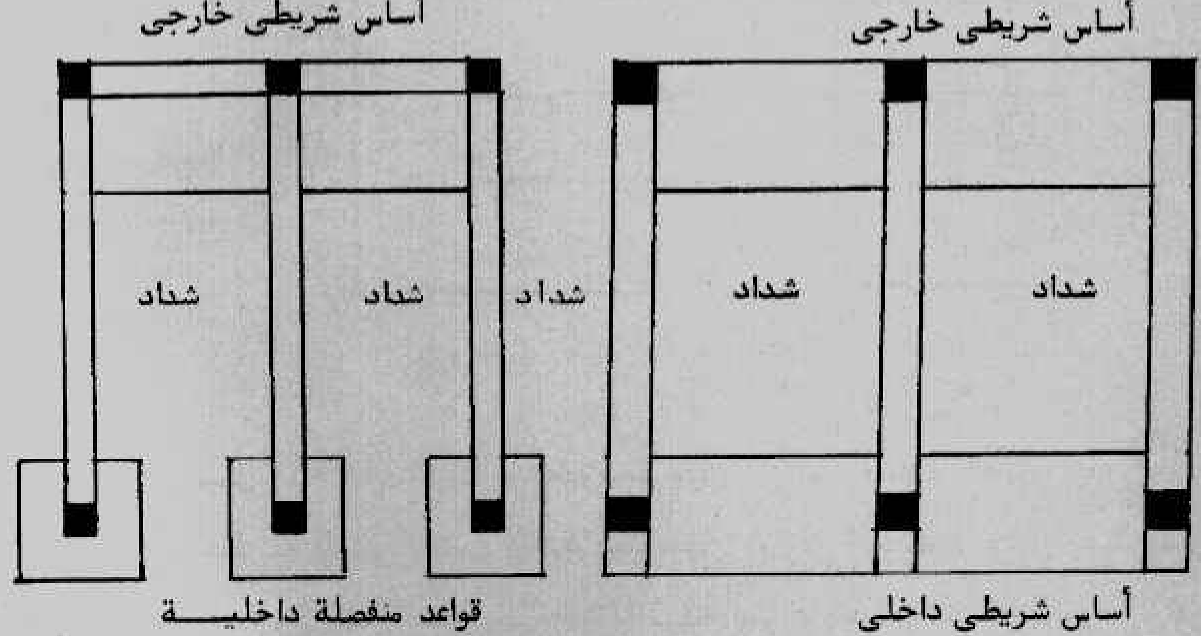
ويلاحظ أنه كلما زاد طول الشداد قلت قيمة الأوزان المستخدمة ولكن أبعاد وتسليح الشداد نفسه تزيد. وفى هذه الحالة يجب العناية بربط الشداد بالقاعدة الداخلة المعرضة لقوى لأسفل.

• يمكن ربط قاعدة جار شريطية بقواعد داخلية منفصلة أو شريطية شكل (٦-٤٤).

• فى جميع حالات القواعد ذات الشداد يجب العناية الخاصة بربط الشداد بالقواعد وبالأعمدة.



شكل (٦-٤٤) : ربط قاعدة كابولية بدون عمود داخلى.



شكل (٦-٤٥): ربط قواعد الجار الشريطية.

الباب السابع

تصميم اللبشة بالطرق التقليدية

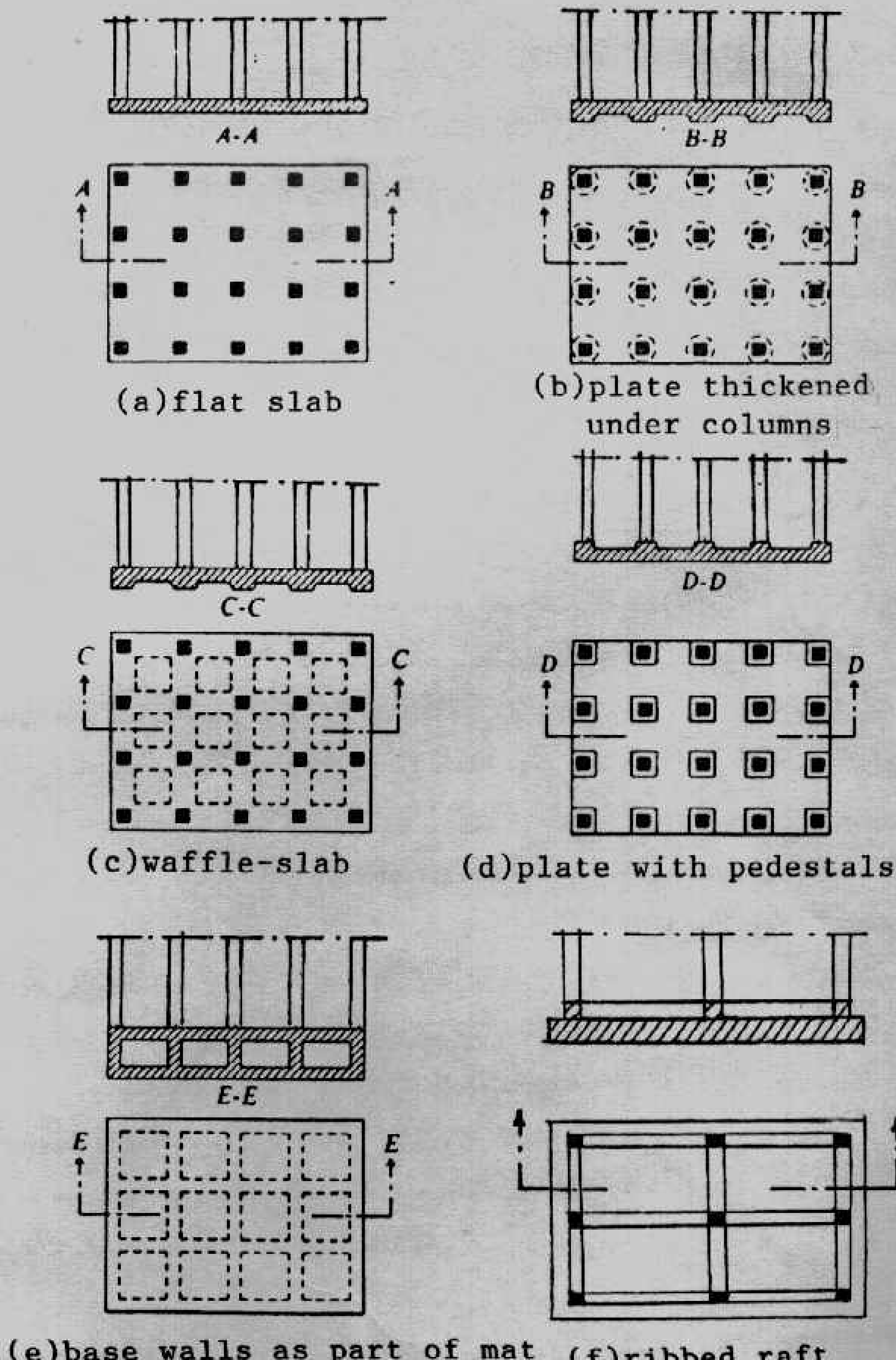
Traditional Design Method for Raft (Mat)

أساسات اللبشة (أو الحصيرة) Raft or Mat هى كتلة خرسانية عبارة عن بلاطة لا كمرية أو بلاطة بكمرات تستخدم للتأسيس لعدد من الأعمدة فى اتجاهين مختلفين (أكثر من عمودين)٠ واللبشة عبارة عن أساس مشترك، كما أنها تعتبر سقف خرسانى مقلوب ترتكز عليه الأعمدة٠ كما أن اللبشة تدخل ضمن تصنيف الأساسات السطحية وتستخدم أساسات اللبشة فى الحالات الآتية :

١. تستخدم اللبشة كأساسات مرنة للمنشآت ذات الكتلة الواحدة مثل صوامع الغلال والأسمنت والمداخن والمآذن والخزانات والأبراج والماكينات الكبيرة٠
٢. حيث تكون قدرة تحمل التربة (جهد التربة) صغيرة أو أحمال الأعمدة كبيرة بقدر يجعل الأساسات السطحية الأخرى – إذا استخدمت – تغطى أكثر من ٥٠٪ من مساحة موقع المبنى حيث تكون أساسات اللبشة فى هذه الحالة أفضل هندسيا واقتصاديا٠
٣. فى حالة التربة الغير متجانسة الخواص على مساحة موقع المبنى مما يخشى معه حدوث الهبوط المتباين٠
٤. فى حالة التربة القابلة للانضغاط Compressible soil حيث لا يمكن التحكم فى الهبوط المتباين٠
٥. للمنشآت ذات البدرومات التى تتواجد أسفل منسوب المياه الجوفية مما يستلزم استخدام أساس لبشة يجعل للبدروم مناعة عالية لتسرب المياه الجوفية داخله٠
٦. فى حالات خاصة للتربة اللينة ذات الانضغاطية العالية ويسمى فى هذه الحالة Floating Raft حيث يزال حجم من تربة الموقع يعادل وزن المنشأ أو وزن جزء منه بحيث يقل هبوط هذه التربة إلى قيمة مقبولة أو مسموح بها٠
٧. للمنشآت ذات الحساسية العالية للهبوط المتباين٠

أنواع أساسات اللبشة Types of Raft (Mat) Foundation :

تستخدم عدة أنواع من أساسات اللبشة شكل (٧-١) منها :



شكل (٧-١): أشكال اللبشة.

١- اللبشة المسطحة Flat Raft وهى بلاطة خرسانية منتظمه السطح لا كمريـة وهذا النوع من أكثر الأنواع استخداما ويكون مناسبا عندما تكـون العمـدة ذات تقسيط متقـرب وفـى صفوف منتظمة أو شبه منتظمة. ويتراوح سمك هذه اللبشة بين ٦٠سم إلى ٢ متر.

٢- اللبشة المسطحة المقواه تحت الأعمدة Flat Raft Thickened Under Columns : وفـى هذا النوع يزاد سمك اللبشة المسطحة أسفل الأعمدة ذات الأحمال الكبيرة لمقاومـة قـص الاختراق وعزم الانحناء أسفلها وقد تكون هذه الزيادة فى السمك أسفل البلاطة أو أعلاها Pedestal.

٣- اللبشـة الكمريـة Beams and Slab Raft يمكـن استخدام كمرات رئيسـية وثانويـة فـى اتجاهين وتقع الأعمدة عند نقط تقابل الكمرات، وقد تكون هذه الكمرات أسفل البلاطـة أو أعلى البلاطة.

٤- لبشة البلاطة بالحوائط (اللبشة الصندوقية) Slab with Basement Walls (Box Raft) يستخدم هذا النوع حينما تكون العزوم على اللبشة كبيرة وذلك نتيجة لكبر حمـل الأعمـدة واتساع المسافات بين الأعمدة. ويمكن عمل اللبشة على شـكل صندوقـى بعمل تجـاويف خلوية فى اللبشة لزيادة سمك الأساس بدون زيادة كبـيرة فـى وزن الأسـاس. كمـا يمكـن عمل اللبشة فى صورة بناء صندوقى باستخدام حوائط وأسقف وأرضيـة متصلـة اتصـالا صلبا ومستمرا (كهياكل جاسئة).

الهبوط المتباين للبشة Differential Settlement of Raft :

أساسات اللبشة كأى أساس يجب أن تكون آمنة مـن انهيـار القـص Shear Failure وآمنه من الهبوط الزائد Excessive Settlement والهبوط عادة لا يرتبط بالتربة الرملية وإنما يرتبط بالتربة الناعمة ولقد اقترح معهد الخرسـانة الأمريكـى ACI الطريقـة الآتيـة لحسـاب الهبوط المتباين لأساسات اللبشة وذلك باستخدام معامل الجساءة Rigidity Factor K_r والذى يحسب من :

$$K_r = \frac{E' I_b}{B_s B^3}$$

where : E' = modulus of elasticity of the material used in the structure.
E = modulus of elasticity of the soil
B = width of foundation
I_b = moment of inertia of the structure per unit length at right angles to B.

أما الجزء $E' I_b$ فيعبر عنه :

$$E'I_b = E\left(I_F + SI_b + S\frac{ah^3}{12}\right)$$

where $E'Ib$ = flexural rigidity of the foundation per unit length at right angles to B
$\Sigma E'I_{b'}$ = flexural rigidity of the framed members
$\Sigma (E'ah^3/12)$ = flexural rigidity of the shear walls
a = shear wall thickness
h = shear wall height

واعتمادا على قيمة K_r فإن النسبة δ وهى :

δ = Differential settlement/total settlement

فإنها تحسب كالآتى :

1- If $K_r > 0.5$, it can be treated as a rigid mat, and $\delta = 0$
2- If $K_r = 0.5$, then $\delta \approx 0.1$.
3- If $K_r = 0$ $\delta = 0.35$ for square mats (B/L = 1) and $\delta = 0.5$ for long

تنفيذ اللبشة Construction fo Raft :

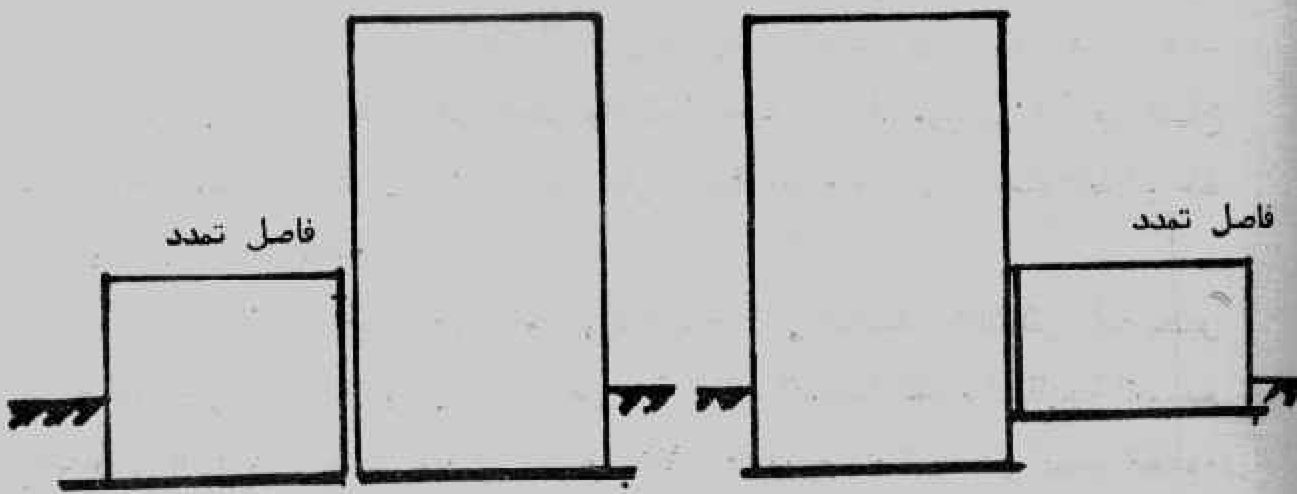
يمكن تنفيذ اللبشة على تربة التأسيس (بينهما خرسانة عادية طبعا) أو على خوازيق ذات تقسيط متساو فى الاتجاهين. وتنفذ اللبشة من الخرسانة المسلحة والتى تصب فى مساحات صغيرة أبعادها عادة ٦ × ٦ مترا ولا تزيد عن ١٠ × ١٠ مترا وذلك لتجنب حدوث شروخ الإنكماش Shrinkage Cracks ويجب اختيار وصلات الصب بعناية عند أماكن القص المنخفض والتى غالبا ما تكن فى منتصف البحور بين الأعمدة وتترك فترة زمنية لا تقل عن ٢٤ ساعة بين صب المساحات المتجاورة كما يجب أن تبقى أسياخ التسليح مستمرة عبر الوصلات وعند الحاجة لوصل أسياخ التسليح فإنه يجب ألا يقل طول وصلة الأسياخ عن ٥٠ مرة قطر السيخ. كما يجب أن تكون الخرسانة قوية لنقل قوى القص عبر الوصلات.

ولبشة الخرسانة المسلحة ككل الأساسات الخرسانية المسلحة لا توضع فوق التربة مباشرة بل يجب صب لبشة من الخرسانة العادية أسفلها وذلك لتسهيل العمل فى الموقع عند رص الحديد ومنع الميا الجوفية من الاختلاط بالخرسانة المسلحة للبشة وفى هذه الحالة يكون منسوب التأسيس أسفل الخرسانة العادية وهو المنسوب الذى حسبت عنده قدرة تحمل التربة.

وفى بعض أنواع التربة اللينة والمغمورة بالمياه الجوفية عند منسوب التأسيس فإنه يمكن استخدام طبقات الإحلال من الدقشوم أو الزلط أو خليط الزلط بالرمل مع الدمك الجيد وذلك لمنع هروب الخرسانة فى التربة اللينة أو اختلاطها بالتربة وانفصال مكوناتها بتأثير المياه الجوفية. ويحدد سمك طبقة الإحلال حسب حالة التربة واعتبارات التصميم ولكن

يجب ملاحظة أنه فى حالة أساسات اللبشة فإن طبقات الإحلال لا تكون مؤثرة فى تقليل الإجهادات الواصلة من اللبشة للتربة كما هوالحال فى القواعد المنفصلة.

وعند تنفيذ مبنى يتكون من أكثر من ارتفاع على لبشة كما فى شكل (٧-٢).



شكل (٧-٢) : مبنى متغير الارتفاع على لبشة

فإنه يجب عمل فاصل هبوط بين جزئى أو أجزاء المبنى المتباينة فى الارتفاع وذلك بسبب اختلاف الضغط الواقع من أجزاء المبنى على التربة والذى يؤدى إلى حدوث هبوط مختلف ومتباين. كما يمكن فى بعض الحالات تغيير منسوب التأسيس لهذه الأجزاء.

تصميم اللبشة Design of Raft :

كان وما يزال تصميم اللبشة بدقة وبأخذ جميع اعتبارات التصميم عملا ليس سهلا. ولذلك فلقد بدأ الباحثون تصميم اللبشة بطرق تقريبية بسيطة تؤدى إلى حلول تقريبية. ويطلق على هذه الطرق "الطرق التقليدية". ثم مع التوسع فى استخدام طرق التحليل العددى ومع انتشار استخدام الحسابات الإلكترونية أمكن تصميم اللبشة بطرق أكثر دقة.

وتصمم اللبشة كعنصر جاسئ Rigid Raft أو كلبشة مرنة Flexible Raft . وتعامل اللبشة كعنصر جاسئ حينما يكون الإجهاد الذى تنقله إلى التربة منتظم التوزيع ويساوى الوزن الكلى للمبنى مقسوما على مساحة اللبشة، ويحدث ذلك عندما تنطبق محصلة الأحمال مع مركز ثقل اللبشة. وهذا الافتراض صحيح إذا كانت الأعمدة متقاربة الأحمال والبحور وهذا طبعا يصعب تحقيقه عمليا فى جميع الأحوال، ولذلك فإنه يمكن تحقيق هذا الافتراض إذا كان التجاوز فى الحمال والبحور لا يتعدى ٢٠٪. ويمكن تقسيم اللبشة إلى

عدد من الأجزاء حسب كثافة التحميل ويصمم كل جزء على متوسط الإجهاد الواقع عليه. وتعامل اللبشة كعنصر جاسئ عندما تنفذ على تربة غير قاسية لأن اللبشة على هذه الترب تعيد توزيع الإجهادات عندما يحدث هبوط غير متساو. وتصمم اللبشة كعنصر مرن Flexible عندما تتعرض اللبشة إلى أحمال لا مركزية كبيرة أو عندما تنفذ على تربة قاسية Stiff. وعند تصميم اللبشة المرنة فإنه إذا لم يؤخذ الهبوط المتباين فى الاعتبار فإن ضعف حديد التسليح المحسوب يستخدم فى التسليح وقد تصل نسبة حديد التسليح إلى ١٪ من قطاع اللبشة مقسمة إلى حديد علوى وحديد سفلى. وفى اللبشة المرنة قد يزيد سمك القطاع عند الأعمدة لمنع الانهيار بالقص.

ويجب الإشارة إلى أن وزن الحصيرة لا يدخل فى الحساب الإنشائى لأنه يعتبر حمل مباشر على الأرض. وسوف تقدم فى هذا الباب تفصيلا الطرق التقليدية لتصميم اللبشة وهى طرق تقريبية لحد ما. أما الطرق الأكثر دقة فسوف نناقشها فى الباب القادم. والطرق التقريبية تستخدم حينما تكون اللبشة عالية الجساءة والأعمدة متقاربة التحميل والبحور. وهذه الطرق هى :

١- تصميم اللبشة كقاعدة مستمرة.
٢- تصميم اللبشة كبلاطة منبسطة.
٣- تصميم اللبشة بالطريقة التقليدية.
٤- تصميم اللبشة الكمرية.

<u>أولا : تصميم اللبشة كقاعدة مستمرة Continous Footing Raft :</u>

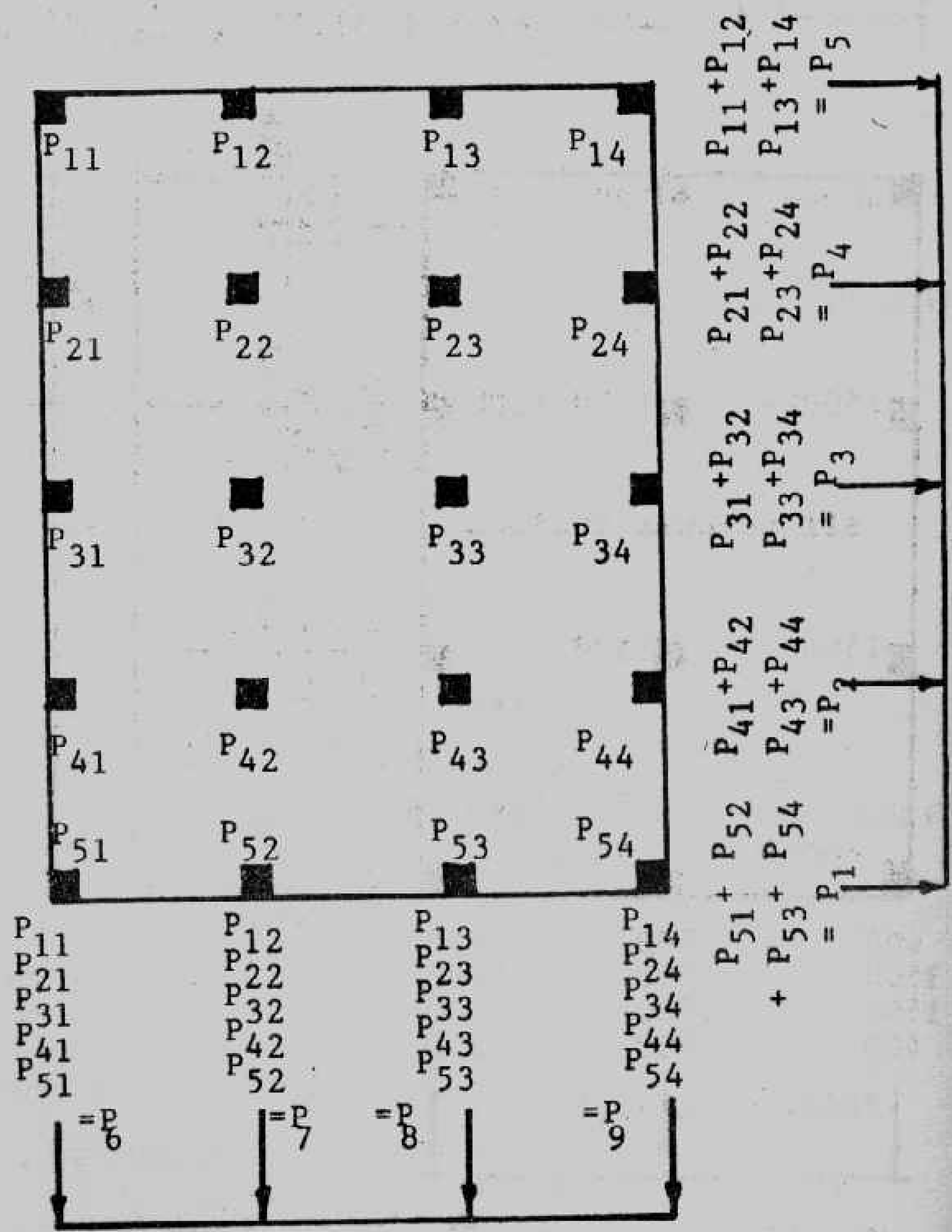
هذه الطريقة تقريبية وبدائية لتصميم اللبشة اللاكمرية وتستخدم كحل تقريبى أو أولى للبشة وتتم هذه الطريقة بالخطوات الآتية :.

١- لكل اتجاه من الاتجاهين الطولى والعرضى تسقط مجموع أحمال الأعمال على طول وعرض اللبشة شكل (٧-٣).
٢- تعين محصلة الأحمال ومكانها لكل اتجاه.
٣- لكل اتجاه يحسب الجهد تحت الأساس المستمر بأى طريقة لحساب الإجهادات. ويلاحظ أن الجهد يأخذ شكل شبه منحرف إذا كانت المحصلة لا مركزية.
٤- يحسب ويرسم كل من القص والعزوم عند القطاعات المختلفة فى الاتجاهين.
٥- يصمم القطاع من حيث السمك والتسليح ليقاوم القص والقص الثاقب والعزوم.

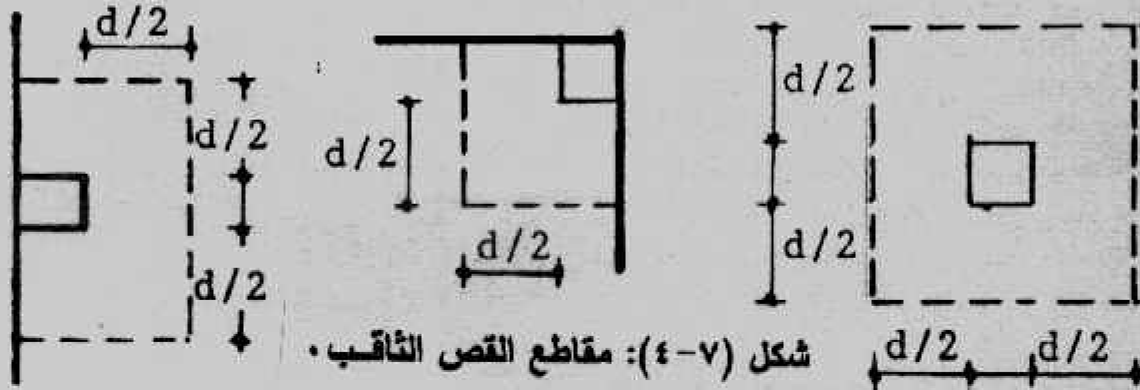
٦- يلاحظ أن القص الثاقب هو المؤثر فى تحديد سمك اللبشة ذات الجساءة العالية ويحسب العمق للحالات المختلفة للأعمدة : عمود داخلى وعمود جار وعمود ركن كما فى شكل (٧-٤).

Example (7-1):

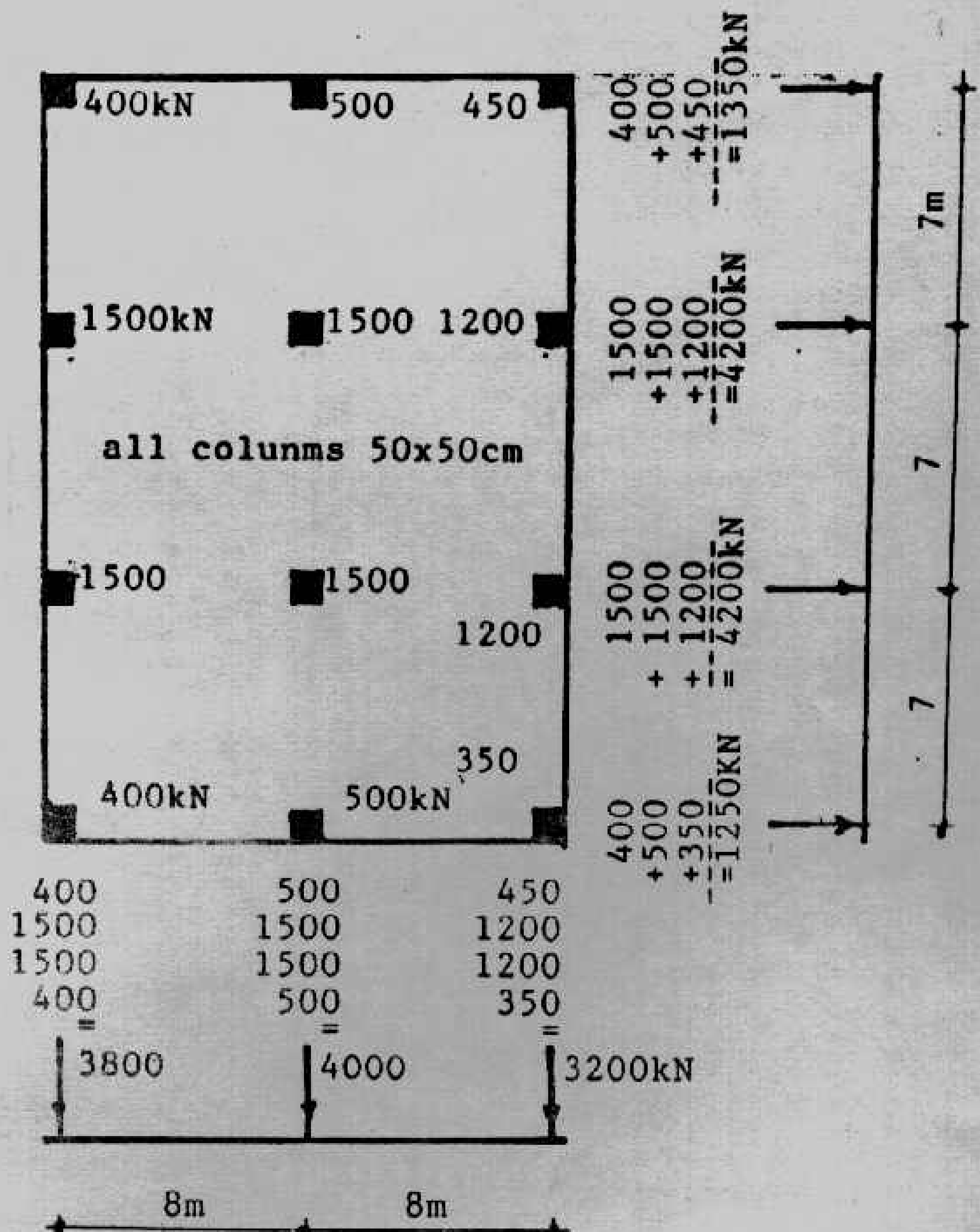
Design a continuous footing raft for columns shown in Fig. (7-5). The net allowable soil pressure is 52.5 kN/m^2, f_c = 50 kg/cm^2, f_s = 1400 kg/cm^2, q_p = 800 kN/m^2.



شكل (٧-٣) : تصميم اللبشة كقاعدة مستمرة.



شكل (٧-٤): مقاطع القص الثاقب.



شكل (٧-٥) مثال (٧-١) أبعاد وأحمال.

Solution :

Longitudenal direction :

$P_1 = 400 + 500 + 350 = 1250$ kN

$P_2 = 1500 + 1500 + 1200 = 4200$ kN

$P_3 = 1500 + 1500 + 1200 = 4200$ kN

$P_4 = 400 + 500 + 450 = 1350$ kN ,

$R = 1250 + 4200 + 4200 + 1350 = 11000$ kN

$\overline{X}_1 = (4200 \times 7 + 4200 \times 14 + 1350 \times 21)\ 11000 = 10.595$ m

$e = 10.5 - 10.595 = 0.095$ m

$$q_{\frac{1}{2}} = \frac{R}{BL}\left(1 \pm \frac{6e}{L}\right)$$

$$= \frac{1100}{16.5 x 21.5}\left(1 \pm \frac{6 x 0.095}{21.5}\right)$$

$q_1 = 31.83\ kN/m^2 = 31.83 \times 16.5 = 525.195\ kN/m'$

$q_2 = 30.19\ kN/m^2 = 30.19 \times 16.5 = 498.135\ kN/m'$

The stresses,stress load, shearing forces and bending moments are given in Fig.(7-6).

Short direction :

$P_5 = 400 + 1500 + 1500 + 400 = 3800$ kN

$P_6 = 500 + 1500 + 1500 + 500 = 4000$ kN

$P_7 = 450 + 1200 + 1200 + 350 = 3200$kN

$R = 3800 + 4000 + 3200 = 11000$ kN

$\overline{X}_2 = (4000 \times 8 + 3200 \times 16) /11000 = 7.564$ m

$e = 8 - 7.564 = 0.436$ m

$$q_{\frac{1}{2}} = \frac{11000}{16.5 x 21.5}\left(1 \pm \frac{6 x 0.436}{16.5}\right)$$

$q_1 = 35.92\ kN/m^2 = 35.92 \times 21.5 = 772.28\ kN/m'$

$q_2 = 26.09\ kN/m^2 = 26.09 \times 21.5 = 560.935\ kN/m'$

The stresses,stress oad, shearing forces and bending moments are given in Fig. (7-7).

from Figs. (7-6) and (7-7), it is clear that

$M_{max} = 8090.42$ kN.m

$= 8090.42/21.5 = 376.3$ kN.m/m

$d = 0.361 \sqrt{376.3 x 10^4 / 100} = 70.03$cm

take t = 0.80 m, d = 0.73 m

check punshing fig. (7-8):

$b_o = 2\ (0.5 + d/2) + (0.5 + d) \qquad = 1.5\ 2d$

$= 1.5 + 2 \times 0.73 = 2.96$m

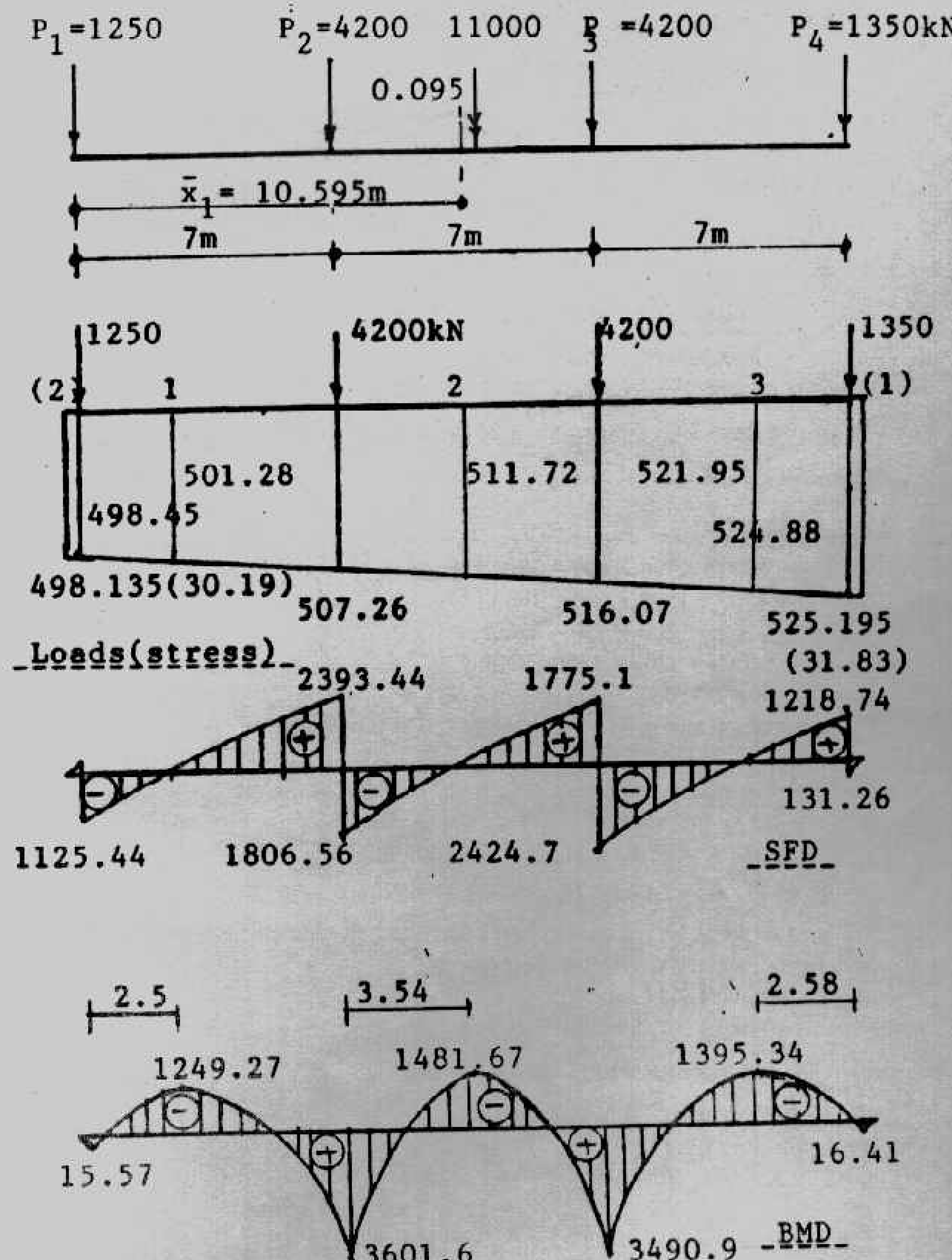
$A_o = (0.5 + d/2)\ (0.5 + d) = (0.5 + 0.73/2)\ (0.5 + 0.73)$

$= 0.865 \times 1.23 = 1.064$ m

$q_p = 1500 - 1.064\ d \times 35.92 = 1461.78$ kN

$$d_p = \frac{Q_p}{q_p b_o} = 0.62 \text{ m}$$

$$A_s \text{ Top short} = \frac{376.3 x 10^4}{1237 x 73} = 41.67 \text{ cm}^2$$



شكل (٧-٦): الأحمال والقوى الداخلية للاتجاه الطولى.

take 9 ϕ 25/m' and 5 ϕ 16/m' in bottom (min.)

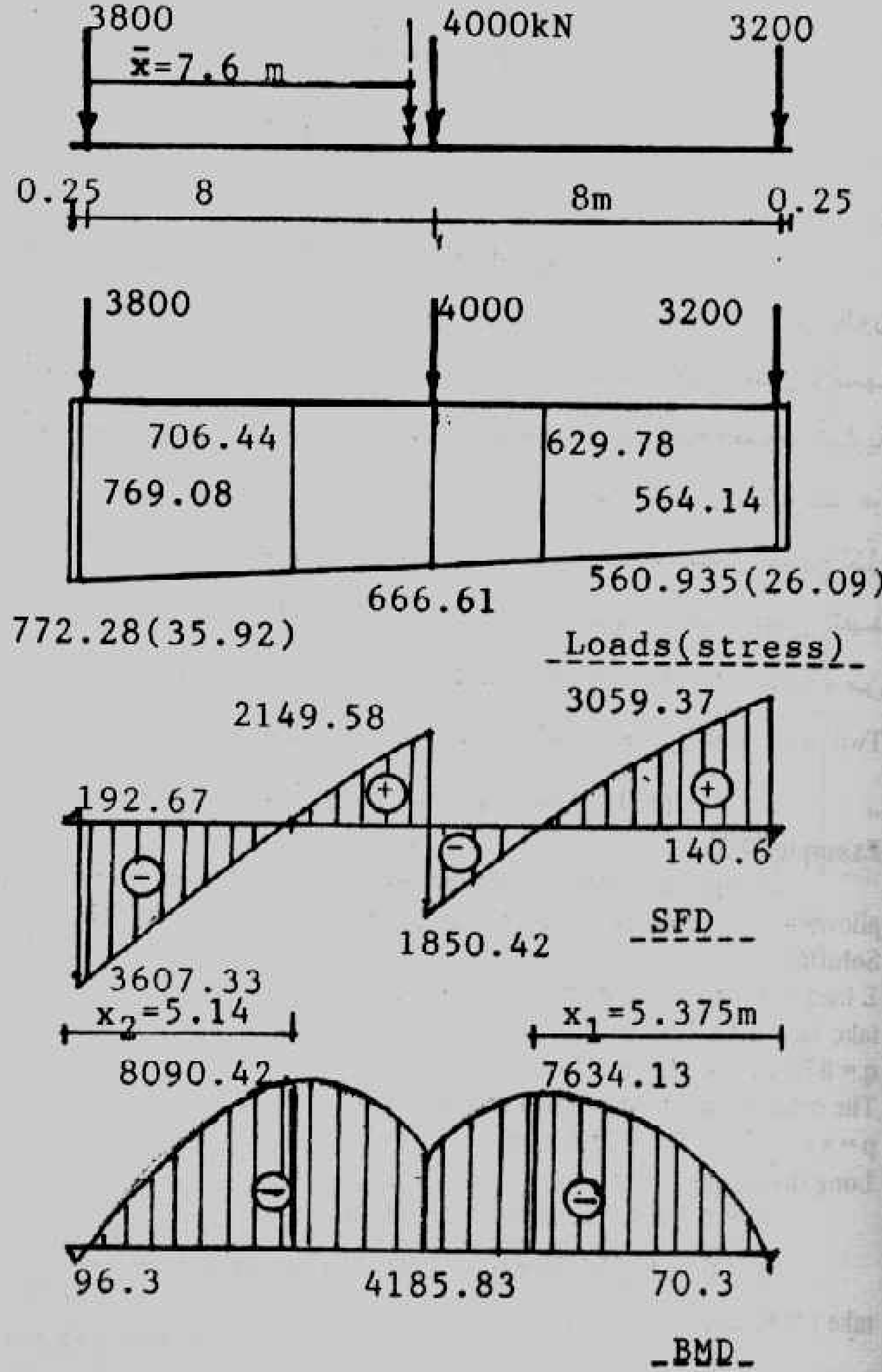
Mmax (-ve) = 1481.67/16.5 = 89.8 kN.m/m'

As top long = 89.8 x 10^4 / (1237 x 73) = 9.94 cm^2 5 ϕ 16 /m'

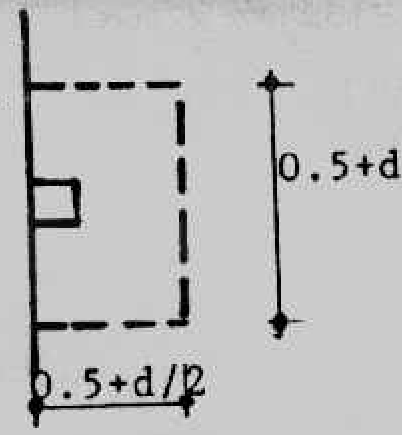
Mmax (+ve) = 3490.16.5 = 211.57 kN/m/m'

As bottom long = $\frac{211.57}{1237 x 73}$ = 23.43 kN.m/m'

Details of design are shown in Fig. (7-9).



شكل (٧-٧) : الأحمال والقوى الداخلية للاتجاه العرضى.



شكل (٧-٨): القــص٠

ثانيا : تصميم اللبشة كبلاطة منبسطة Design of Flat Slab Raft :

اللبشة ذات التخانة الواحدة تقسم إلى شرائح أعمـدة وشـرائح وسـط علـى أن يكـون عرض شرائح العمود b + 2d حيث b عرض العمود و d تخانة البلاطة التى يمكن فرضها ١٠/١ (عشر) البحر الصافى بين الأعمدة٠ كما يمكن أخـذ عرض شـريحة العمـود مسـاوية 3b، شكل (٧-١٠)٠ وتصمم شرائح الأعمدة ككمرات مستمرة محملة بأحمال مثلثية كما هو مبين بالشـكل (٧-١٠)٠ ويحسـب عـزم الانحنـاء $Pl^2/12$ ٠ ويحسـب السـمك والتسليح لكل شريحة، كمـا يحسـب السمك ليكـون كافيـا لكـل مـن القص والقص الثـاقب ويمكـن تنفيـذ Pedestals عند الأعمدة لتحقيق ذلك فى بعض الحـالات، شـكل (٧-١١)٠ أمـا الجـزء مـن اللبشة الواقع بين شرائح الأعمدة فى الاتجاهين فإنه يصمم لبلاطة باتجاهين Two way slab مثبتة على شرائح الأعمدة وبنفس تخانتها ويؤخذ العزم لهذا الجزء $pl^2/12$ ٠

Example (7-2) :

Design the raft foundation for columns shown in Fig. (7-13). The net allowable soil pressure is 0.52 kg/cm^2, f_c = 50 kg/cm^2. f_s = 1400 kg/cm^2,

Solution :

Σ load = 3 x 80 + 1 x 90 + 2 x 100 + 2 x 110 + 120 = 870 t

take 14.3 x 11.7 m

q = 870/14.3 x 11.7 = 5.2 t/m`

The columns strips are shown in Fig. (7-13)

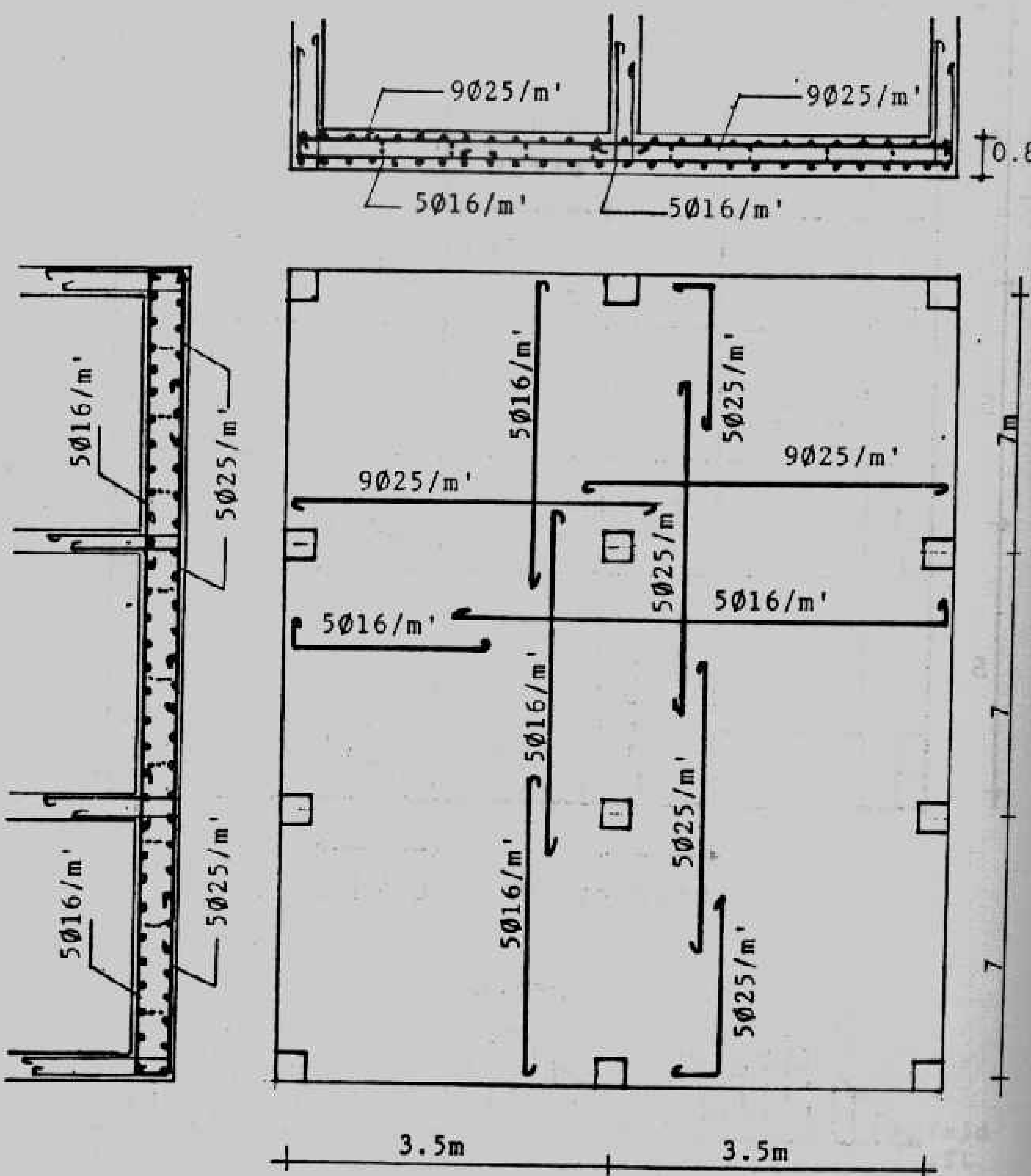
p = s.q. = 5.5 x 5.2 = 28.6 t/m`

Long direction :

$$M = 5.2 \times 4.5 \times 5.5^2/12 = 58.98 \text{ mt}$$

$$d = 0.361\sqrt{58.98x10^5/150} = 71.59 \text{ cm}^2$$

take t = 80 cm , d = 73 cm



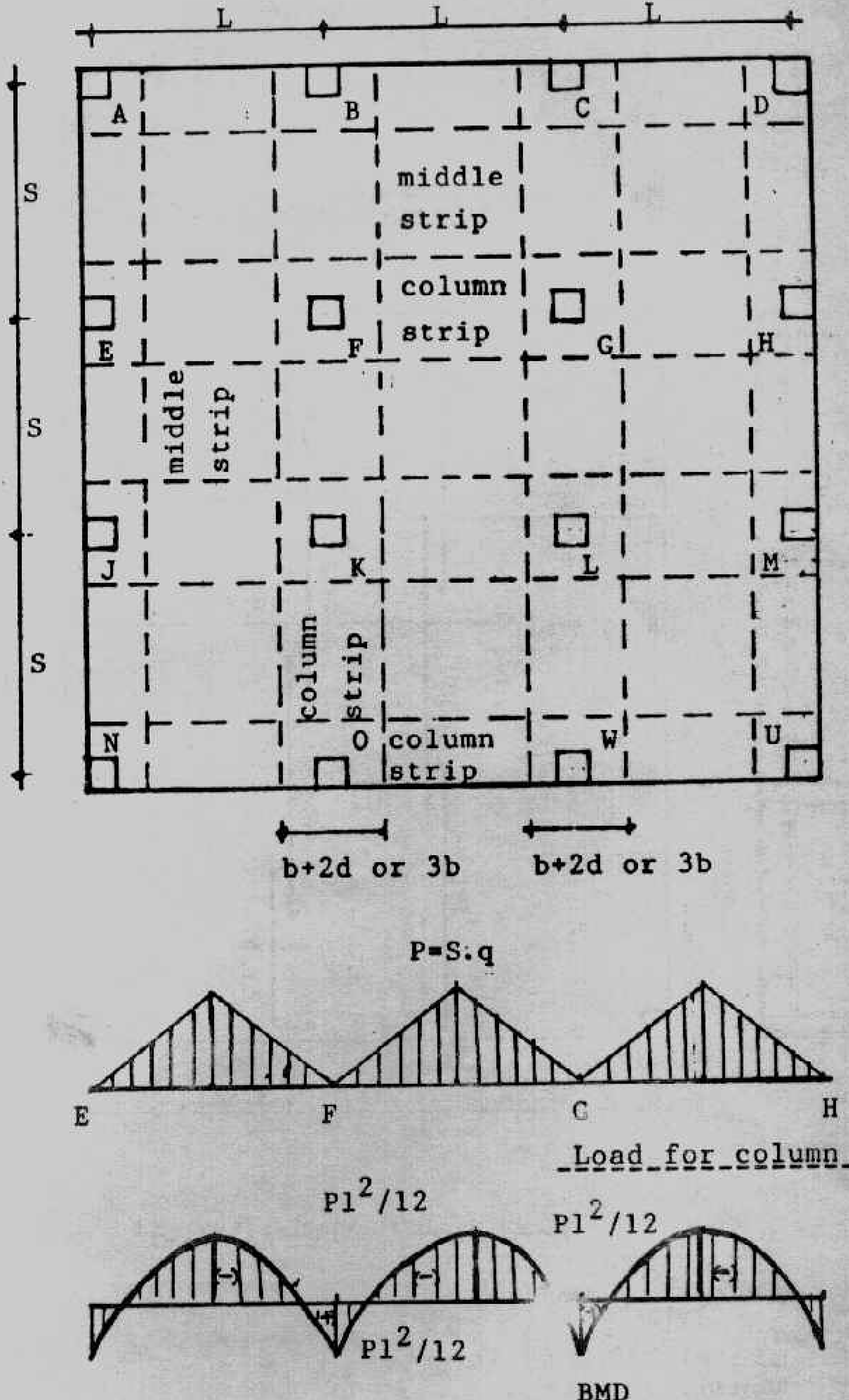
شكل (٧-٩) : مثال (٧-١) تفاصيل التصميم.

$$A_s = \frac{58.98\,x10^5}{73\,x1237} = 65.31\ \text{cm}^2$$

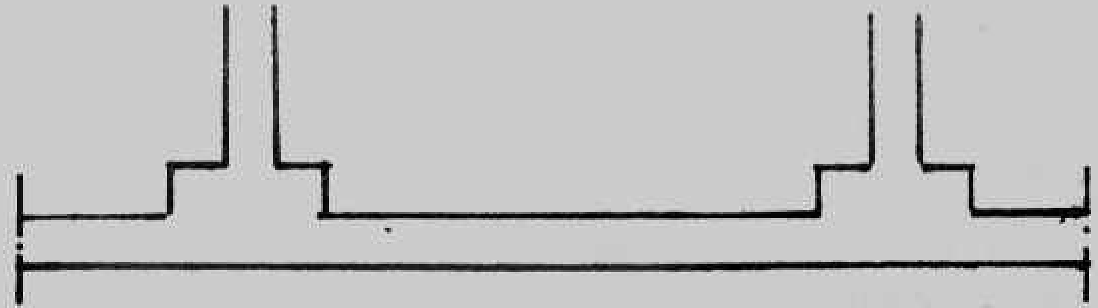
take 14 ϕ 25/1.5 m or 10 ϕ 25/m'

Short Direction

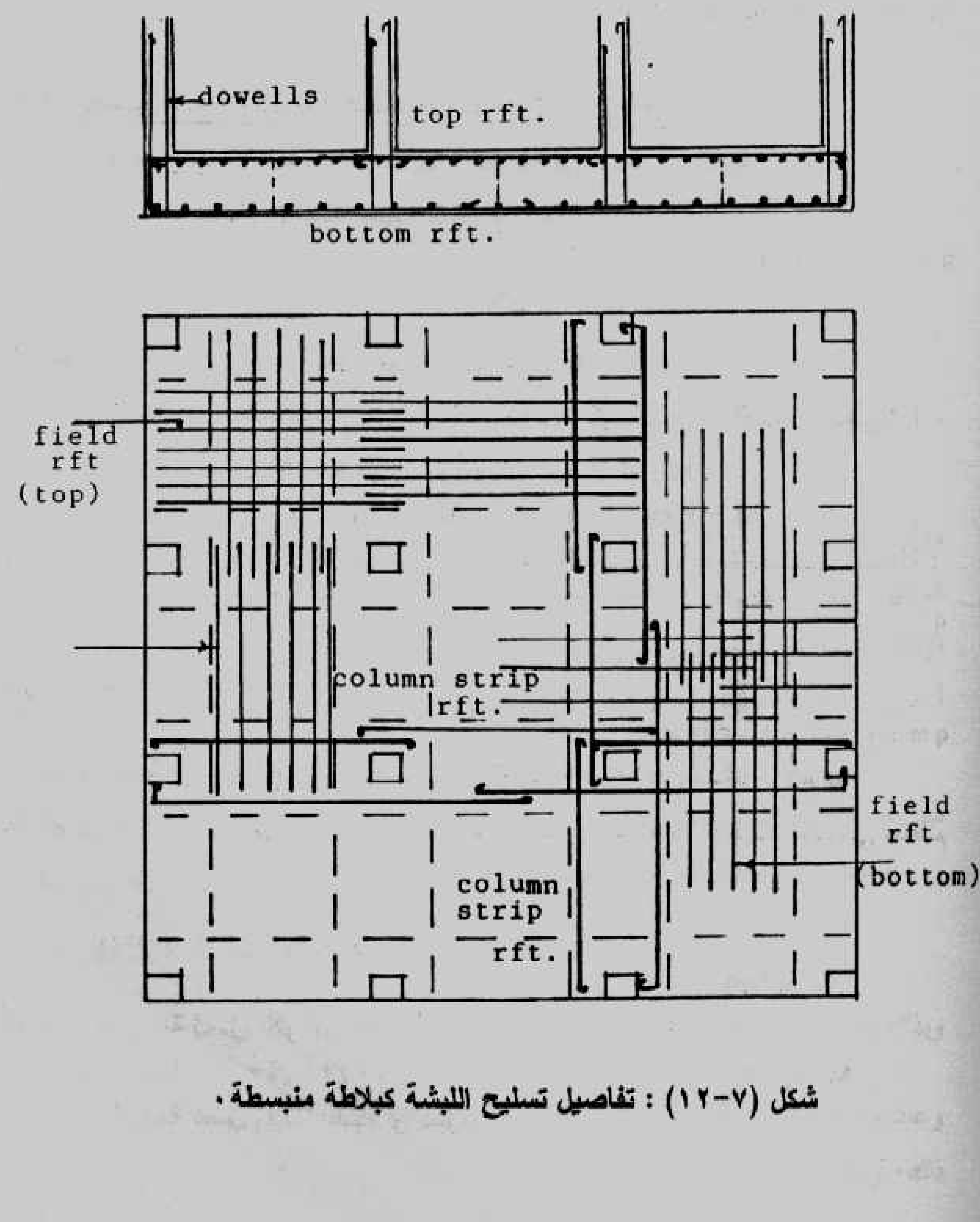
M $= 5.5 \times 5.2 \times 4.5^2/12 = 48.26$ mt



شكل (٧-١٠): تصميم اللبشة كبلاطة منبسطة.



شكل (٧-١١) : أعمدة مقواه فى نهايتها ٠



شكل (٧-١٢) : تفاصيل تسليح اللبشة كبلاطة منبسطة ٠

$$A_s = \frac{48.26 x 10^5}{73 x 1237} = 53.44 \text{ cm}^2$$

take 11 ϕ 25/1.5 m or 8 ϕ 25/m`

Middle strips

$q = 5.2$ t/m^2

$M_{max} = ql^2/12 = 5.2 \times 4^2/12 = 6.93$ mt/m`

$A_{smin} = 0.002 \times 73 \times 100 = 14.6$ cm^2

take 6 ϕ 19/m`

Check of punshing

$Q_p = 120 - 5.2 \times 0.5 \times 0.5 = 118.7$ t

$q_p = 118.7 \times 10^3/50 \times 4 \times 68 = 9.42$ kg/cm^2 safe

The details of design are shown in Fig. (7-14).

ثالثا : تصميم اللبشة بالطريقة التقليدية Conventional Method :

تتلخص طريقة تصميم اللبشة بهذه الطريقة فى الخطوات الآتية :

١- تعين محصلة أحمال الأعمدة المبينة بشكل (٧-١٥).

$R = P_1 + P_2 + P_3 + \ldots$

٢- تختار مساحة اللبشة بحيث تغطى الأعمدة كلها أو المساحة كلها.

٣- يحدد موقع المحصلة R ومنها تعين الإزاحات e_y, e_x .

٤- تحدد خصائص مساحة اللبشة A وهى المساحة ومركزها وعزوم القصور الذاتى I_x, I_y .

٥- تحسب عزوم أحمال الأعمدة حول محورى y,x ليعين M_y, M_x

$$M_x = R.ey. \qquad \text{or} \qquad M_y = R.ex$$

٦- يحسب توزيع الجهد على التربة أسفل اللبشة عند نقط تأثير الأعمدة باستخدام المعادلة :

$$q = \frac{R}{A} \pm \frac{M_x}{I_x} \pm \frac{My}{Iy} X$$

ويراعى عند أى نقطة تحقيق ما يلى :

q at any point $\leq q_{net}$ allwable

٧- تقسم اللبشة إلى شرائح فى الاتجاهين فى منتصف المسافة بين محاور الأعمدة.

٨- تصمم كل شريحة على أقصى اجهاد واقع عليها ويعتبر هذا الاجهاد الأقصى منتظم التوزيع على الشريحة.

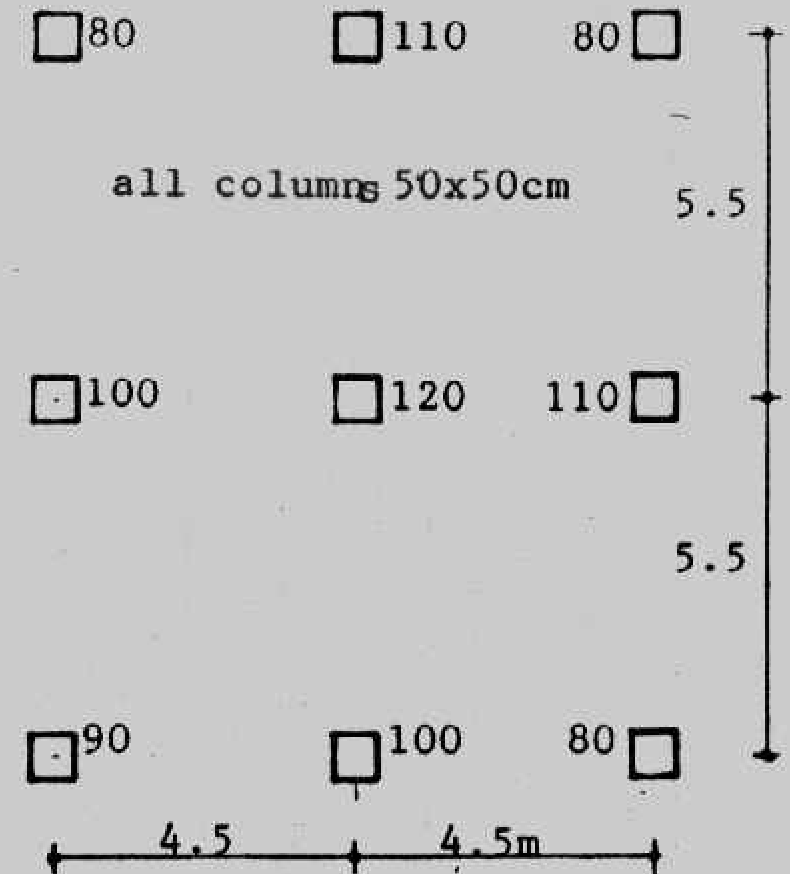
ويحسب عزم الانحناء من :

$$M = qL^2/10$$

إذا كانت الشريحة تحمل أكثر من ثلاث أعمدة

$$M = qL^2/8$$

إذا كانت الشريحة تحمل ثلاث أعمدة أو عمودين



شكل (٧-١٣) : مثال (٧-٢).

ويشترط لحساب العزوم بالطريقة المذكورة ألا يزيد أى بحر للأعمدة عن ٢٠٪ عن البحر المجاور. وإذا لم يتحقق هذا الشرط يحسب عزم الانحناء بأحد الطرق المعروفة فى حساب الإنشاءات. وبطريقة أخرى أكثر عمومية يمكن تعين العزوم والقص بالخطوات الآتية :

أ - يؤخذ لكل شريحة جهد التربة المتوسط عليها q_{av} وهو نصف جموع أقصى وأقل جهد على طول الشريحة.

ب- حيث أن محصلة جهد التربة على الشريحة لا تساوى مجموع أحمال الأعمدة عليها فإنه يجب ضبط أحمال الأعمدة بإيجاد معامل تعديل أحمال الأعمدة :

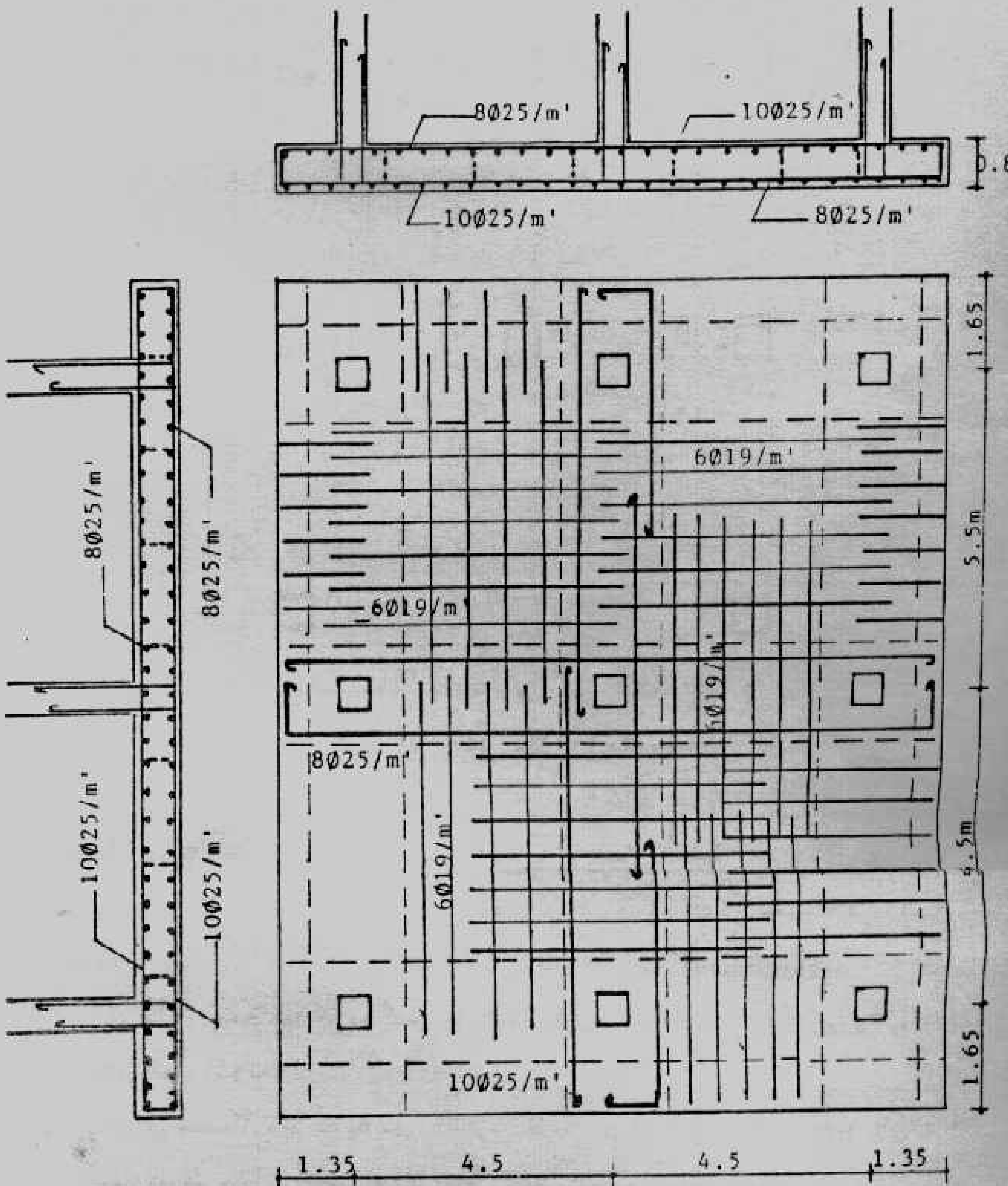
$$\text{Average load} = 1/2\ [\ (q_{av}\ .\ B_1\ B + (P_1 + P_2 + P_3 + P_4)\ ]$$

$$q_{av\ (modified)} = q_{av}\ (\text{average load} / q_{av}\ B_1\ B)$$

وبذلك يكون معامل تعديل أحمال الأعمدة

$$F = \text{average load} / (P_1 + P_2 + P_3 + P_4)$$

وعند حل هذه الشريحة تؤخذ أحمال الأعمدة FP_1, FP_2, FP_3, FP_3 ثم يوجد العزم والقص بعد ذلك. وتكرر الخطوات لكل شريحة.



شكل (٧-١٤): تفاصيــل التسليــح.

جـ- يؤخذ أقصى عزم موجب وسالب لكل الشرائح فى نفس الاتجاه ويصمم المقطع من حيث السمك والحديد فى الاتجاهين.

٩- يجب ملاحظة أن يحسب سمك اللبشة بحيث يقاوم القص والقص الثاقب شكل (٧-١٥). والقص الثاقب هنا هو الأكثر تأثيرا.

١٠- ترسم المساقط المختلفة للبشة لبيان تفاصيل التصميم.

Example (7-3):

The plan of a mat foundtation with columns loads is shown in Fig. (7-16). The size of the mat is 16.5 m x 21.5 m. All columns are 0.5m x 0.5 m in section. Given $q_{net\ all} = 60$ kN/m² $f_c = 20.7$ MN/m², $f_y = 413.7$ MN/m² and Design the given mat.

Solution :

تقسم اللبشة إلى شرائح طولية وشرائح عرضية كما بشكل (٧-١٦).

Area of raft A = (16.5) (21.5) = 354.75 m²

$I_x = BL^3/12 = (16.5)(21.5)^3/12 = 13.665\ m^4$

$I_y = LB^3/12 = (21.5)(16.5)(16.5)^3/12 = 8050\ m^4$

$R = 350 + 2(400) + 450 + 2(500) + 2(1200) + 4(1500) = 11000$ kN

$\overline{X} = P_1 \times 1 + P_2 \times 2 + P_3 \times 3 + \ldots /R$

$= (8.25)(500 + 1500 + 1500 + 500) + (16.25)(350 + 1200 + 1200 + 450)$

$+ (0.25)(400 + 1500 + 1500 + 400) / 11000$

$= 7.814$ m

$e_x = \overline{X} - B/2 = 7.814 - 8.25 = -0.436 \approx -0.44$ m

$M_y = R.e_x = (11000)(0.44) = 4840$ kN.m

Similarly

$\overline{Y} = P1\ Y1 + P2\ Y2 + P3\ Y3 + \ldots\ldots /R$

$= (0.25)(400 + 500 + 350) + (7.25)(1500 + 1500 + 1200)$

$+ (14.25)(1500 + 1500 + 1200) + (21.25)(400 + 500 + 450)/11000$

$= 10.85 - 21.5/2 = 0.1$ m

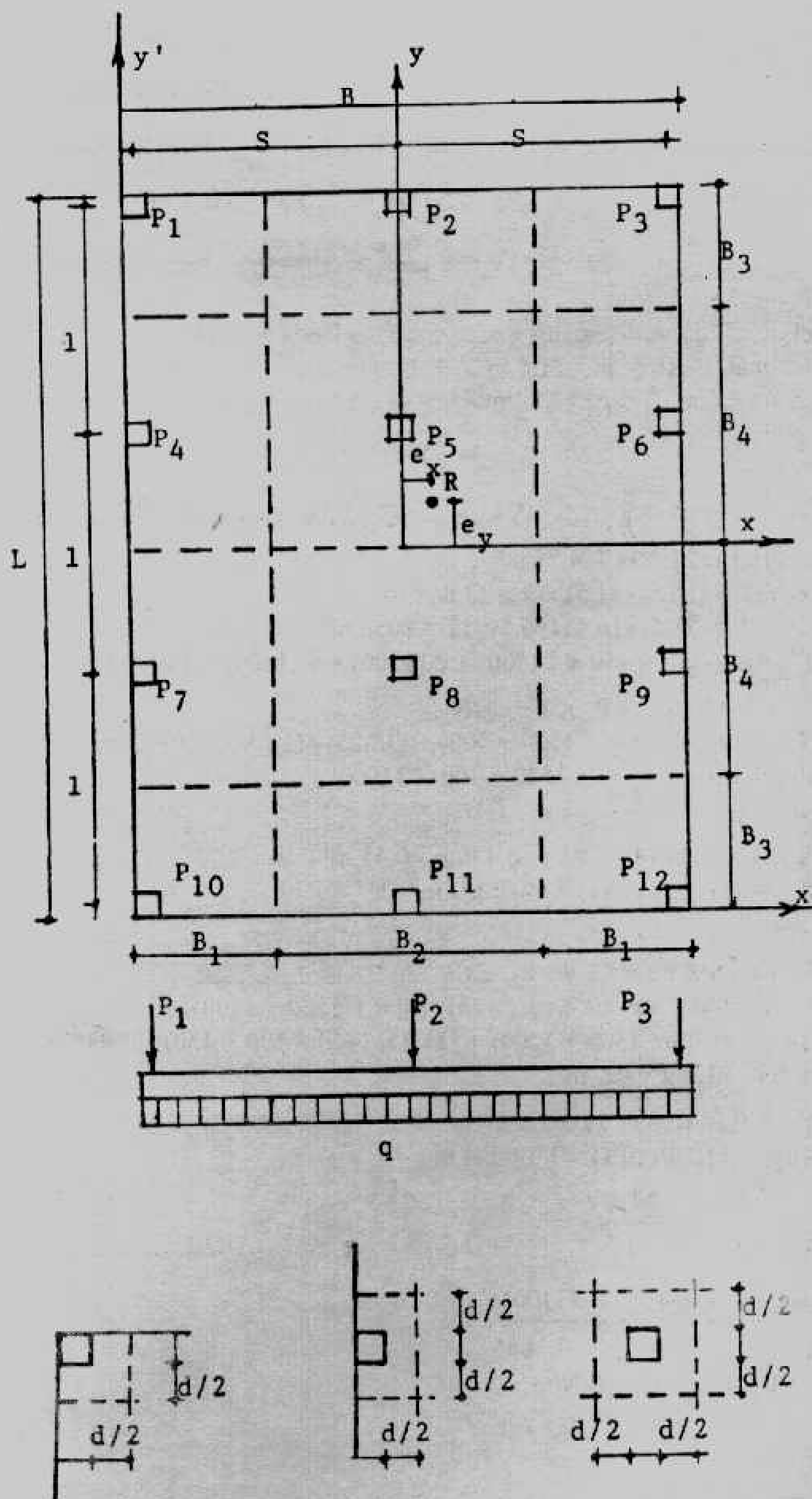
$e_y = \overline{Y} - L/2 = 10.85 - 21.5/2 = 0.1$m

$M_x = R.e_y = (11000)(0.1) = 1100$ kN.m

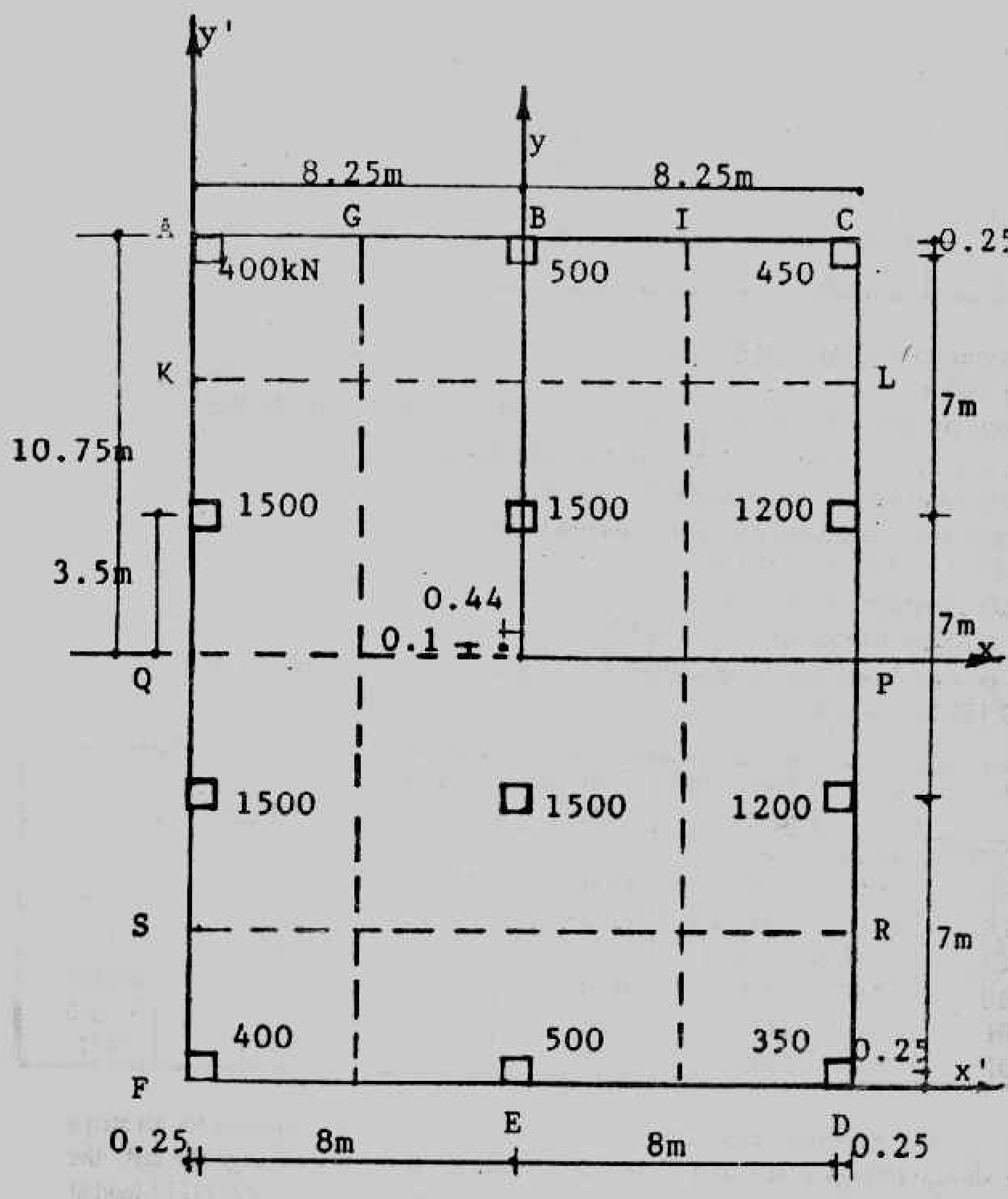
$$q = \frac{R}{A} \pm \frac{M_y . x}{I_y} \pm \frac{M_x . y}{I_x}$$

$$= \frac{11000}{354.75} \pm \frac{(4840)\,x}{8050} \pm \frac{(1100)\,y}{1.3665}$$

$= 31 \pm 0.6\,x \pm 0.08\,y$ (kN/m²)



شكل (٧-١٥) : الطريقة التقليدية.



شكل (٧-١٦) : مثال (٧-٣).

Calculation of soil pressure :

Point	x, y	R/A	0.6 x	0.08 y	q (kN/m²)
A	8.25 , 10.75	31	4.95	0.86	36.81
B	0 , 10.75	31	0	0.86	31.86
C	8.25 , 10.75	31	4.95	0.86	26.91
D	8.25 , 10.75	31	4.95	0.86	25.19
E	0 , 10.75	31	0	0.86	30.14
F	8.25 , 10.75	31	4.95	0.28	35.09
K	8.25 , 3.5	31	4.95	0.28	26.35
M	8.25 , 3.5	31	4.95	0.28	36.25
L	8.25 , 3.5	31	4.95	0.28	25.7
N	8.25 , 3.5	31	4.95	0.28	35.64

Determination of internal forces :

Strip EDSR

Average soil pressure = $q_{av} = (q_F + q_D)/2 = (35.09 + 35.19)/2 = 30/14\ kN/m^2$

Total soil reaction = 30.14 x 3.75 x 16.5 = 1864.913 kN

Total column loads = 400 + 500 + 350 = 1250 kN

Average load = (load soil reaction + column loads)/2

(1864.913 + 1250)/2 = 1557.457 kN

modified average soil pressure = q_{av} (modified)

= q_{av} (1557.457/1864.913) = 25.171 kN

The column loads can be modified in a similar manner by multiplying factor F = 1557.457/1250 = 1.246

Strip	q_{av}	Total soil reaction	Total col. loads	Average load	qav (modified)	F
FEDSR	30.14	1864.913	1250	1557	25.171	1.246
QPSR	35.95	4152.225	4200	4176.115	36.157	0.9941
KLQP	26.03	3006.465	4200	3603.23	31.20	0.8579
ABCKL	31.86	1971.34	1350	1660.67	26.84	1.23
AGHF	35.95	3285	3800	3542.5	38.768	0.9322
GIJH	31.0	5332	4000	4666	27.12	1.1665
ICDJ	26.05	2380.32	3200	2790.16	30.535	0.872

The shearing force diagrams and bending moment diagrams for all strips are shown in Figs. (7-17) and (7-18). Determination fo the thickness of the raft : the critical section for punshing shear will be at the column carrying 1500 kN of load at the edge of the raft Fig. (7-19).

$b_o = (0.5 + d/2) + (0.5 + d/2) + (0.5 + d)$

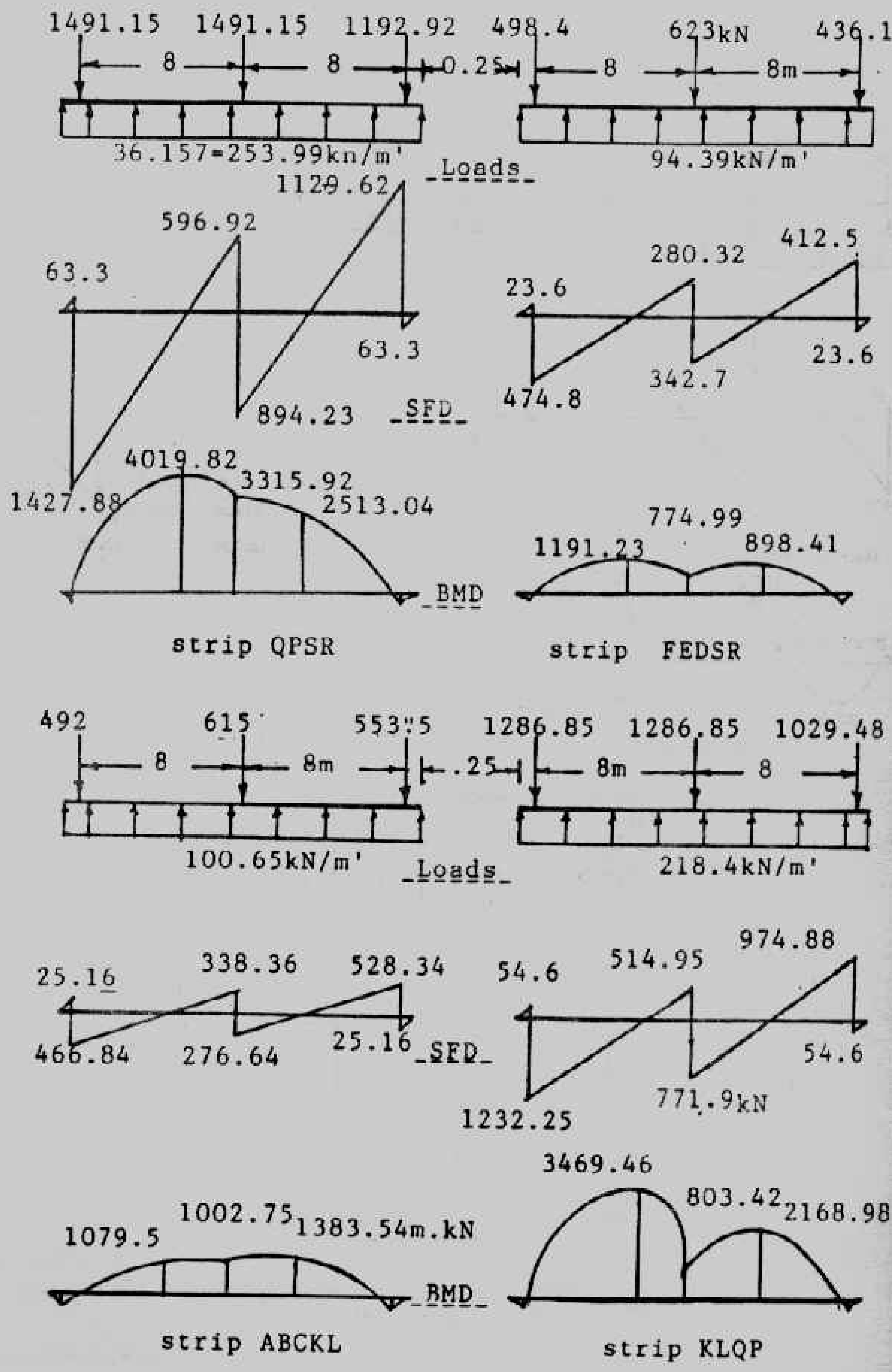
$= 1.5 + 2d$

$U = (b_o d)\ (\phi)\ (0.34\ \sqrt{f'c}\ )$

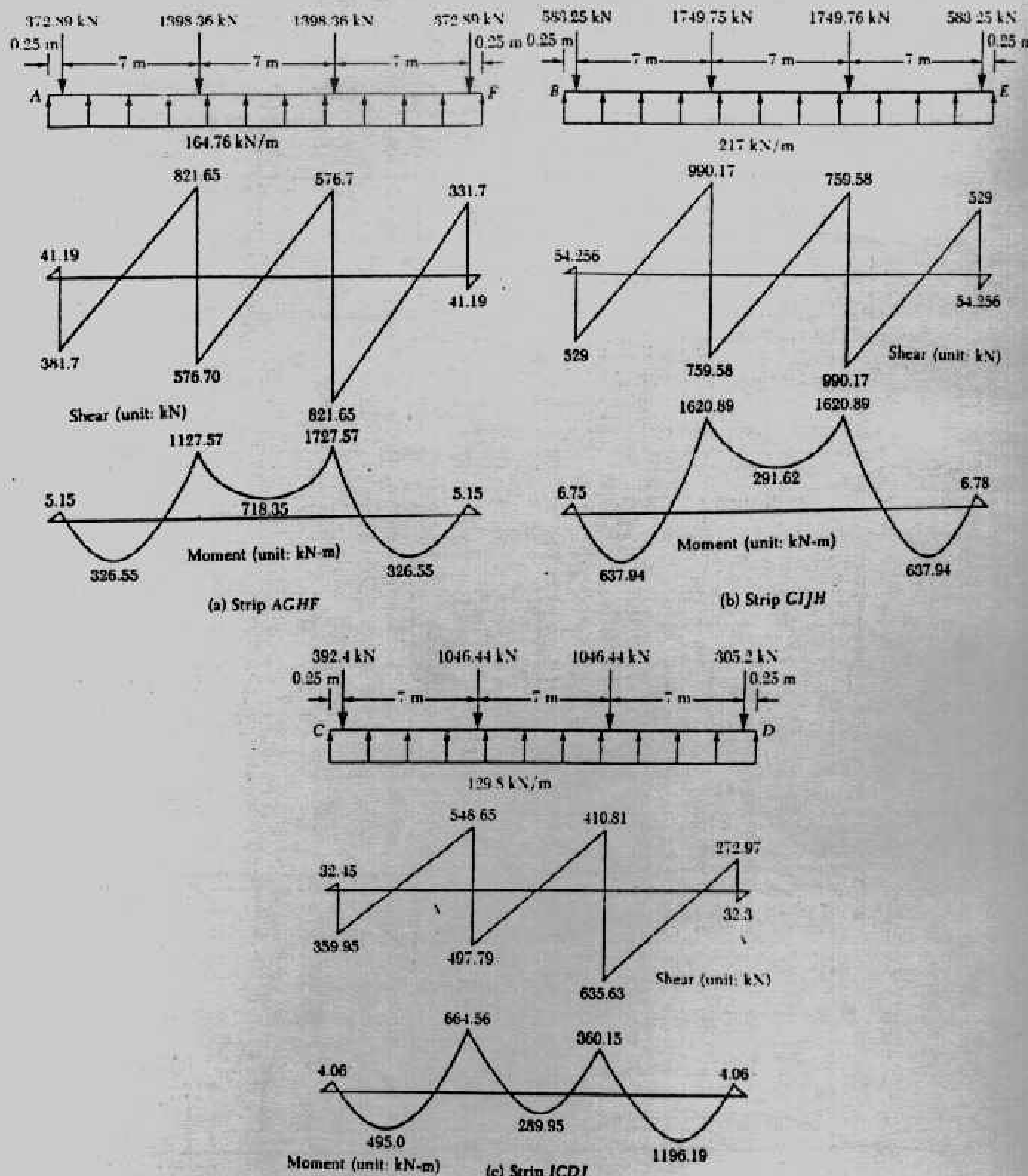
$= (1.7)\ (1500) = 2550\ kN = 2.55\ MN$

$2.55 = (1.5 + 2d)\ (d)\ (0.85)\ (0.34\ \sqrt{20.7}\ )$

$(1.5 + 2d)\ d = 1.94 \qquad d \approx 0.68\ m$



شكل (٧-١٧) : القوى الداخلية للشرائح العرضية.



شكل (٧-١٨) : القوى الداخلية للشرائح الطولية .

take t = 0.8 m

the thickness of this raft will satisfy the wide beam shear condition across the strips.

Determination of reinforcement :

From the moment diagrams, it can be seen that from the moment diagrams, it can be seen that the maximum negative moment is located in strip QPSR.

M-ve max = 4019.82 kN.m

M/m = 4019.82 / 7 = 574.26 kN.m/m

Similarly, the maximum positive moment is located in strip ICDJ and its magnitude is :

M +ve = 1727.57 kN.m

M/m = 1727.57/4.25 = 406.5 kN.m/m

$\alpha \;= A_s\,(413.7)/0.85\,(20.7)\,(1) = 23.51\,A_s$

$A_s \;= 0.0425\,\alpha$

$M \;= (574.26)\,(1.7) = (0.9)\,(0.0425\alpha)\,(413.7 \times 1000)\,(0.68 - 0.0425\alpha/2)$

$976.242 = 10760.337\,\alpha - 336.26\alpha^2$

$336.26\,\alpha^2 - 10760.337\,\alpha + 976.242 = 0$

$\alpha \;= 0.091$

$A_s \;= 0.0425 \times 0.091 = 0.0039\ m^2/m = 39\ cm^2$

take 8 ϕ 25/m

Provide 16mm diameter bars at 400 mm centre - to - centre as a lower reinforcement in short direction. For the long direction upper reinforcement :

$M_u = (406.5)\,(1.7) = \phi\,As\,(413.7 \times 1000)\,(0.68 - \alpha/2)$

$\phi \;= 0.9$

$$\alpha = \frac{A_s f_y}{0.85 f_c b} = \frac{(A_s)(413.7)}{(0.85)(20.7)(1)} = 23.51\,A_s$$

$A_s = 0.0425\,\alpha$

$M_u = 691.22 = (0.9)\,(0.0425\,\alpha)\,(413700)\,\ (0.68 - 0.0425\,\alpha/2)$

$\alpha \;\cong 0.0645$

$A_s = (0.0425)\,(0.0645) = 0.00274\ m^2/m' \quad = 27.4\ cm^2/m'$

take 6 ϕ 25/m'

Lower reinforcement :

$M_u\,(281.5)\,(1.7) = \phi\,A_s\,(413.7 \times 1000)\,(0.68 - \alpha/2)$

$\phi = 0.9$, $As = 0.0425\,\alpha$,

So $478.38 = (0.9)\,(0.0425\,\alpha)\,(413.7 \times 1000)\,(0.68 - 0.0425\,\alpha/2)$

Solution of the preceding equation gives

$\alpha = 0.045$

$A_s = (0.045)\,(0.0425) = 0.001913 m^2/m = 19.13\ cm^2/m$

take 4 ϕ 25/m'

Arrangement of the reinforcement is shown in Fig. (7-19).

Example (7-4):

Design a rigid mat for the 6 columns shown in Fig.(7-20). All columns are 40 x 40 cm. The net allowable soil pressure is 0.7 kg/cm^2. the area of mat is given, $f_c = 55$ kg/cm^2,. $f_s = 1400$ kg/cm^2, $q_p = 8$kg/cm^2

Solution :

Properties of mat :

$A = 7 \times 12 = 84\ m^2$

$R = 2 \times 80 + 3 \times 70 + 60 = 430\ t$

$\overline{X}$ = 1 (80 + 70) + 6 (80 + 60) + 11 (70 + 70) /430 = 5.884
e_x = 6 - 5.884 = 0.116m
M_y = R.ex = 430 x 0.116 = 49.88 ≈ 50 mt
$\overline{Y}$ = 1 (70 + 60 + 70) + 6 (80 + 80 + 70)/430 = 3.674 m
e_y = 3.5 - 3.674 = 0.174 m
M_x = R.e_y = 430 x 0.174 = 75 mt
I_x = 12 x 73/12 = 343 m^4
I_y = 7 x 123/12 = 1008m^4

$$q = \frac{R}{A} \pm \frac{M_x}{I_x} y + \frac{M_y}{I_y} x$$

$$= \frac{430}{84} \pm \frac{75}{343} y + \frac{50}{1008} x$$

q = 5.12 ± 0.219 y ± 0.0496 x

Point	x, y	P/A	0.219 y	0.496 x	q
A	6 , 3.5	- 5.12	- 0.767	- 0.2976	6.18
B	6 , 3.5	- 5.12	- 0.767	+ 0.2976	5.59
C	6 , 3.5	- 5.12	+ 0.767	+ 0.2976	4.06
D	6 , 3.5	- 5.12	+ 0.767	- 0.2976	4.65

In the long direction the raft will be divided into three equivalent beams (strips) of : strip AB with a width 3.5 m and soil pressure of q = 6.18 t/m² (using the max soil pressure along one edge of the strip).

M_{max} = wL² /8
= 6.18 x 5²/8
= 19.31 mt/m`

d_m = 0.334 $\sqrt{19.31x10^5 / 100}$
= 46.41 cm

take t = 55 cm, d = 48 cm

Check punching :

Q_p = 80 - (6.18) (0.9 x 0.9) = 75 t

$$q = \frac{75 x 10^3}{50 x 4 x 90} = 4.167 \text{ kg/c}^2 < 8 \text{ o.k}$$

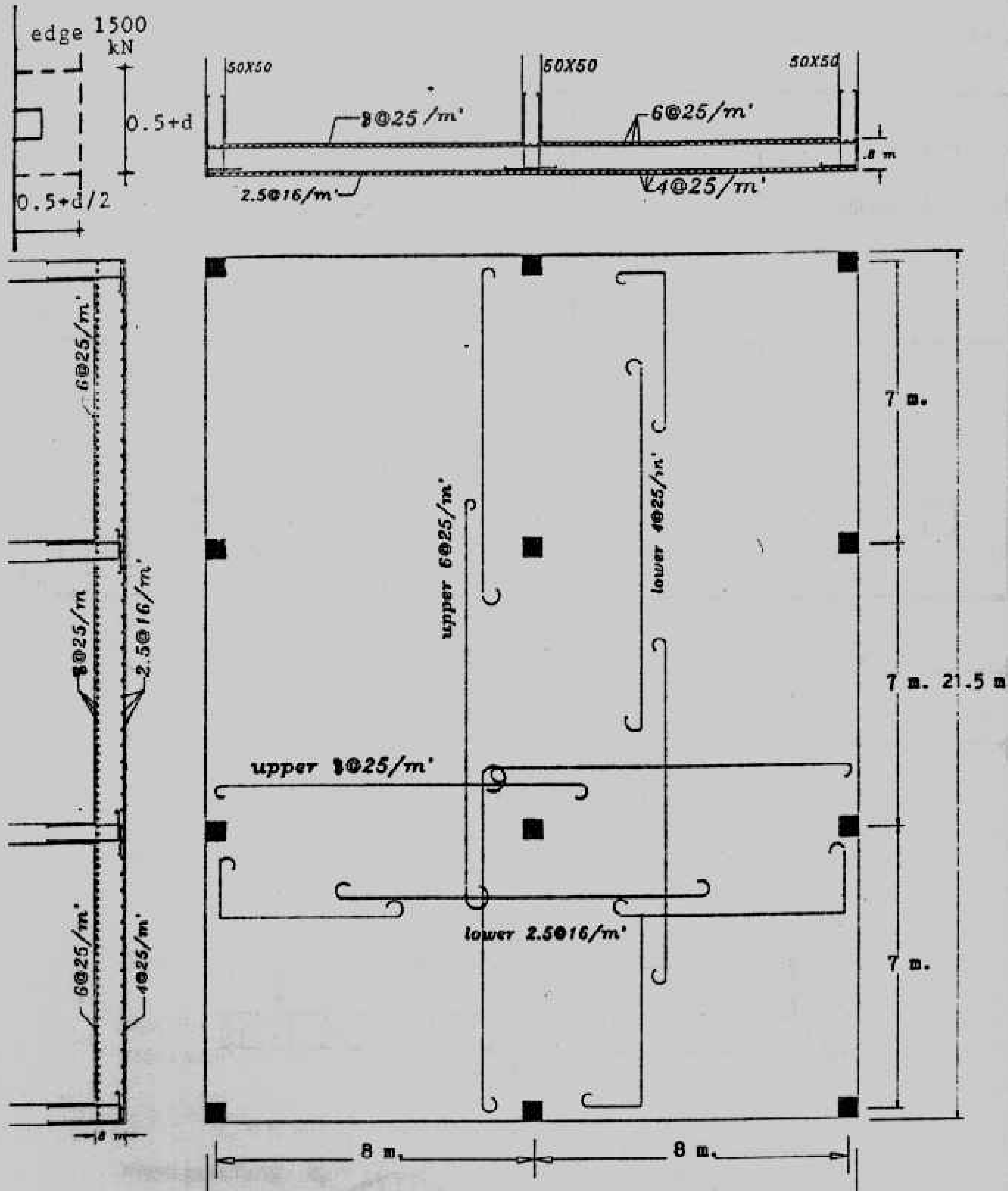
Determination of reinforcement :

Strip AB : $A_s = \frac{19.31x10^5}{48 x 1227}$ = 32.79 cm²/m` 9 ϕ 22/m`

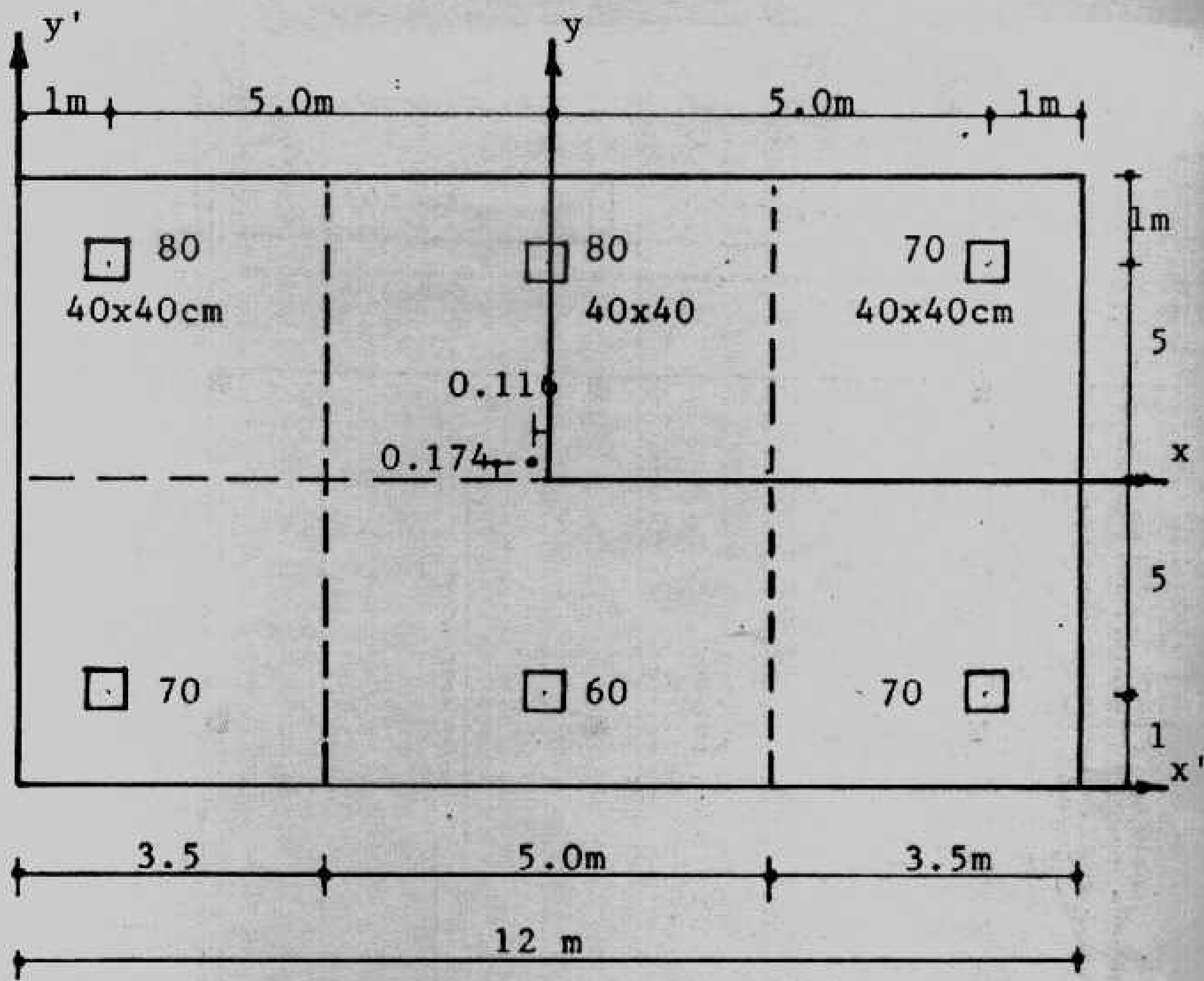
use 9 ϕ 22 top and bottom.

Strip DC : q = qA + qD/2
= (6.18 + 4.65)/2 = 5.415 t/m²
M = 5.415 x 52/8 = 16.92 mt/m`

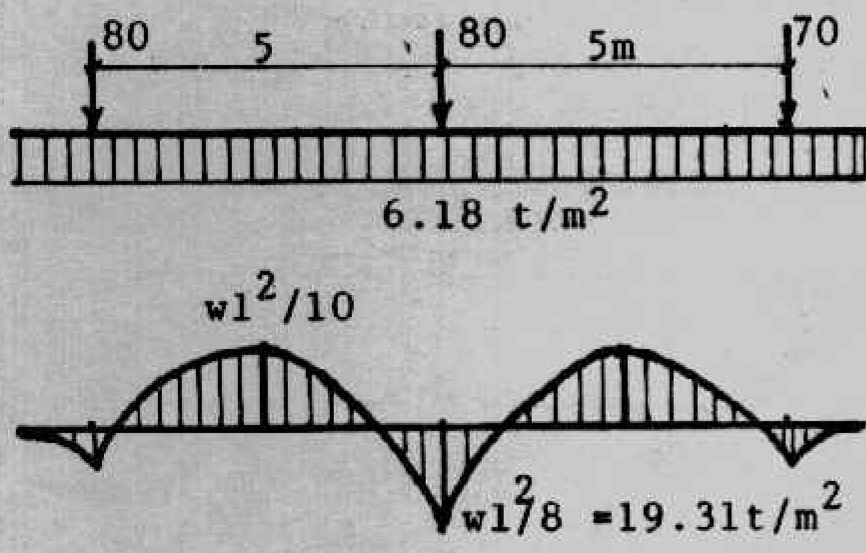
$A_s = \frac{16.92 x 10^5}{48 x 1227}$ = 28.73 cm²/m`      8 ϕ 22/m`



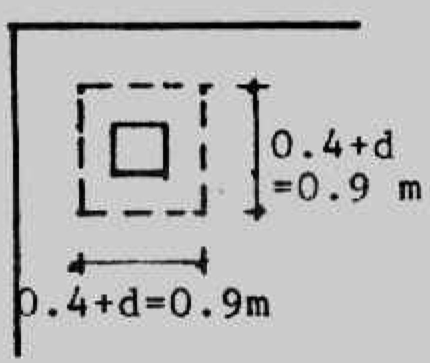
شكل (٧-١٩) : تفاصيـل التصميم لمثال (٧-٣).



شكل (٧-٢٠): مثال (٧-٣).



شكل (٧-٢١) : الشريحة AB .



شكل (٧-٢٢) القص الثاقب

For short direction we can take the maximum stress for the three strips.

$q = 6.18 \text{ t/m}^2$

$$M_{max} = \frac{6.18 \times 5^2}{8} = 19.31 \text{ mt/m}' \text{ (one - span)}$$

$$A_s = \frac{19.31 \times 10^5}{48 \times 1227} = 32.79 \text{ cm}^2/\text{m}' \quad 9\phi 22/\text{m}'$$

The details are shown in Fig. (7-23).

Example (7-5):

Design a mat for columns shown in Fig. (7.24). All columns are 50 x 50 cm, take $f_c = 60$ kg/cm², $f_s = 2000$ kg/cm², $q_p = 10$ kg/cm², $q_{net\ all} = 0.64$ kg/cm²

Solution :

Properties of mat :

$R = 5 \times 100 + 3 \times 110 + 3 \times 90 + 1 \times 80 = 1180$ t

$A = R/q_{net\ all} = 12180/6.4 = 184.375$ m²

Take area of mat 15 x 12.5 m

$A = 187.5$ m

$q = 1180/187.5 = 6.29$ t/m²

$$\bar{X} = \frac{(100+100+100)\,4.5 + (100+100+100)\,2 \times 4.5 + (80+110+90)\,3 \times 4.5}{1180}$$

$= 6.75$m

$\bar{Y} = (110 + 100 + 100 + 110)\ 5.5 + (90 + 100 + 100 + 90)\ 2 \times 5.5\ /1180 = 5.5$ m

$e_x = 0 \quad , e_y = 0 \quad , M_x = 0 \quad , M_y = 0$

Determination of depth :

From short direction Mmax $= qL^2/8 = 6.29 \times 5.52/8$

$= 23.78$ mt/m'

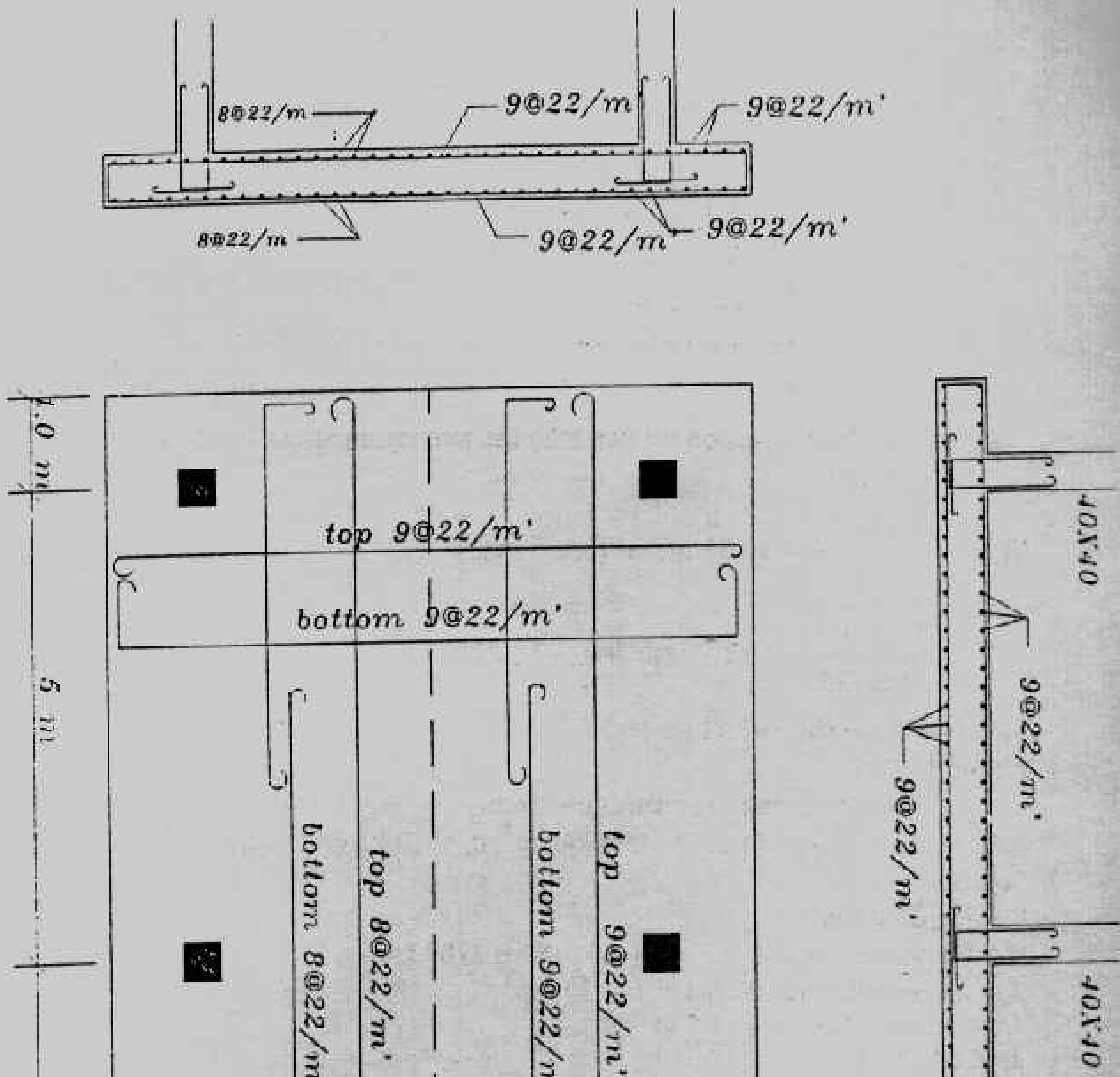
$$d_m = 0.347 \sqrt{23.78 x 10^5 / 100} = 53.51 \text{ cm}$$

From punching $q_p = 120 - 6.29 \times 0.5 \times 0.5 = 118.43$ t

$$d_p = \frac{118.43 \times 10^3}{10 \times 4 \times 50} = 59.21 \text{ cm}$$

take t = 70 cm , d = 63 cm

Determination of reinforcement



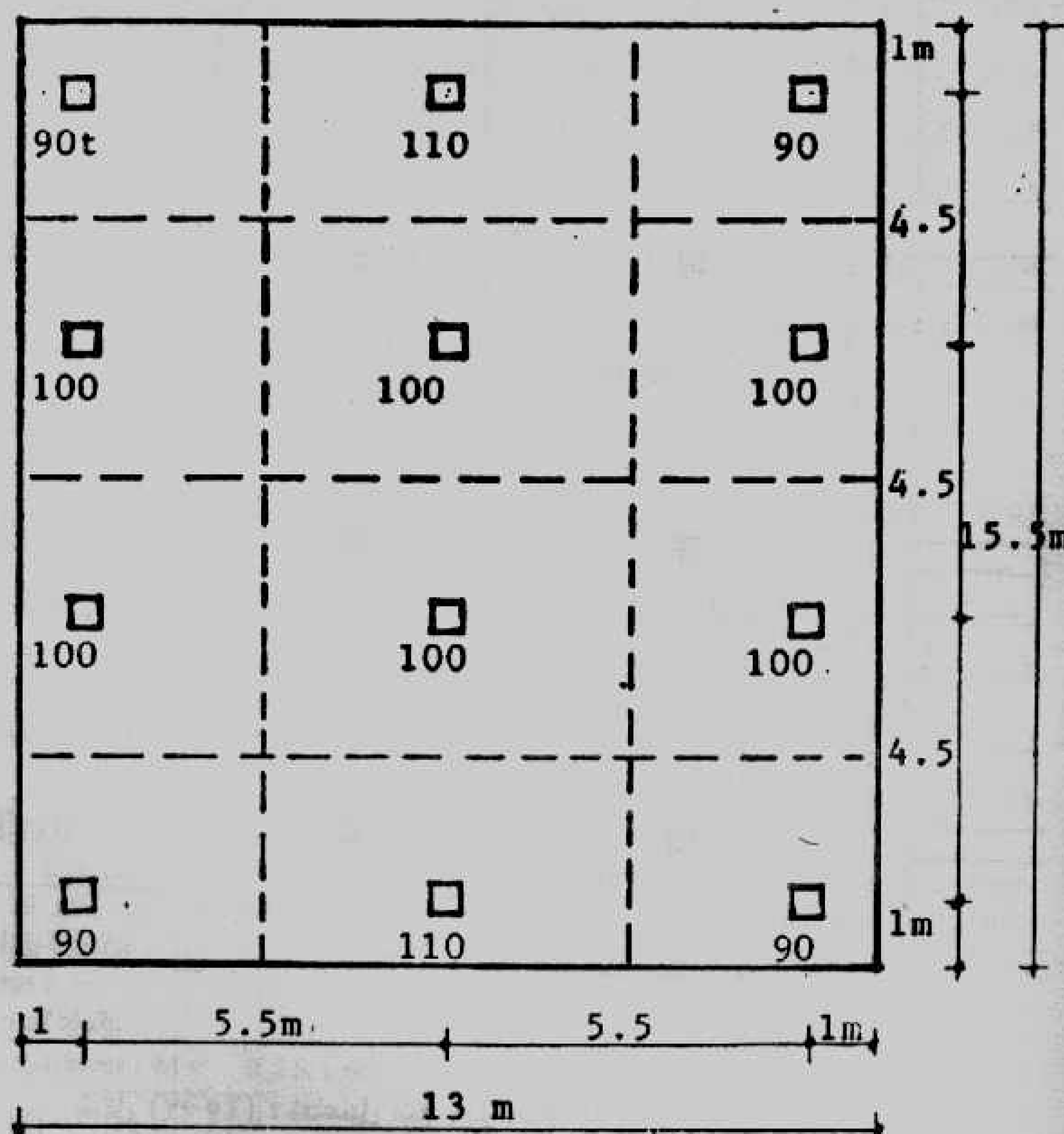
شكل (٧-٢٣) : تفاصيل التسليح لمثال (٧-٣).

Short direction A, top, bottom = $\frac{23.78 \times 10^5}{63 \times 1793} = 21.05\ cm^2$

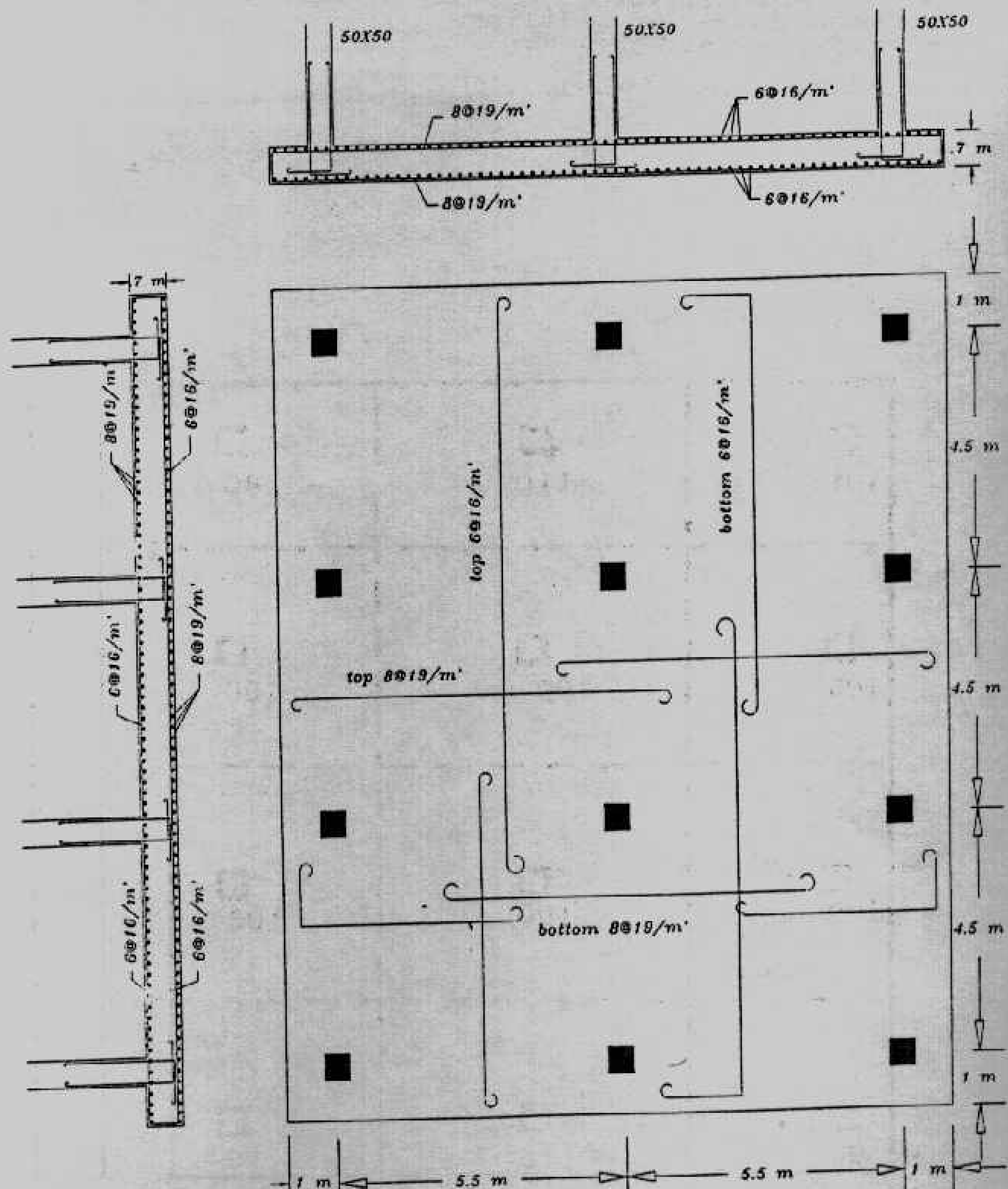
Long direction, $M = qL^2/10 = 6.29 \times 4.5^2/10 = 12.74\ cm^2$

A, top, bottom = $\frac{12.74 \times 10^5}{63 \times 1793} = 11.28\ cm^2$.

Details of design are shown in Fig. (7-25)



شكل (٧-٢٤) : مثال (٧-٥).



شكل (٧-٢٥) : تفاصيل التصميم لمثال (٧-٥).

رابعا : تصميم اللبشة الكمرية Design of Ribbed Raft :

اللبشة الكمرة هى السقف المقلوب من البلاطات والكمرات الثانوية والرئيسية. وهى تستخدم حينما تكون أحمال الأعمدة وبحورها مساوية أو متغيرة فيما بينها فى حدود ٢٠٪ حيث تكون الاجهادات منتظمة التوزيع وتساوى وزن المبنى مقسوما على مساحة اللبشة. ويجب حساب مساحة اللبشة بحيث تعطى اجهادات على التربة q أقل أو تساوى جهد التربة المسموح به.

وتصميم اللبشة الكمرية كسقف مقلوب. حيث تصمم البلاطات الكابوليه على عزم قدره $qL/2$ حيث L هى طول الكابولى. وتصميم البلاطات الداخلية أحادية أو ثنائية الاتجاه بسيطة الارتكاز أو مستمرة ويؤخذ العزم للبلاطات المستمرة $qL^2/12$ حيث L هو بحر البلاطة. شكل (٧-٢٦). وللبلاطات ثنائية الاتجاه توزع الأحمال فى الاتجاهين بمعاملات جراشوف أما الكمرات الثانوية مثل B_2, B_1، فإنها تحسب كما يلى :

الحمل المنتظم لكل متر على الكمرة B_2 = qL^3

الحمل المنتظم لكل متر على الكمرة B_1 = $q\,(L^3/2 + L_4)$

لیکن R_2, R_1، هما رد فعل B_1 ورد فعل B_2 على الكمرة الرئيسية B_3 وبفرض أن $R_1 = KR_2$ فإنه يمكن حساب K من :

$$K = R_1/R_2 = \frac{q(L_{3/2} + L_4)}{qL_3} = \frac{L_{3/2} + L_4}{L_3}$$

ويمكن الحصول على معادلة الاتزان الآتية من مجموع القوى وردود الأفعال :

$$2R_1 + 8R_2 = 2P_1 + 2P_2$$

ويحل المعادلتين السابقتين يمكن ايجاد ردى الفعل R_1, R_2 وتصمم هذه الكمرات على الحمل الموزع عليها (الجهد) وردود الأفعال شكل (٧-٢٧). أما الكمرات الرئيسية فتصمم على ردود الأفعال من الكمرات الثانوية والجهد الموزع عليها وأحمال الأعمدة كما فى شكل (٧-٢٨).

Example (7-6):

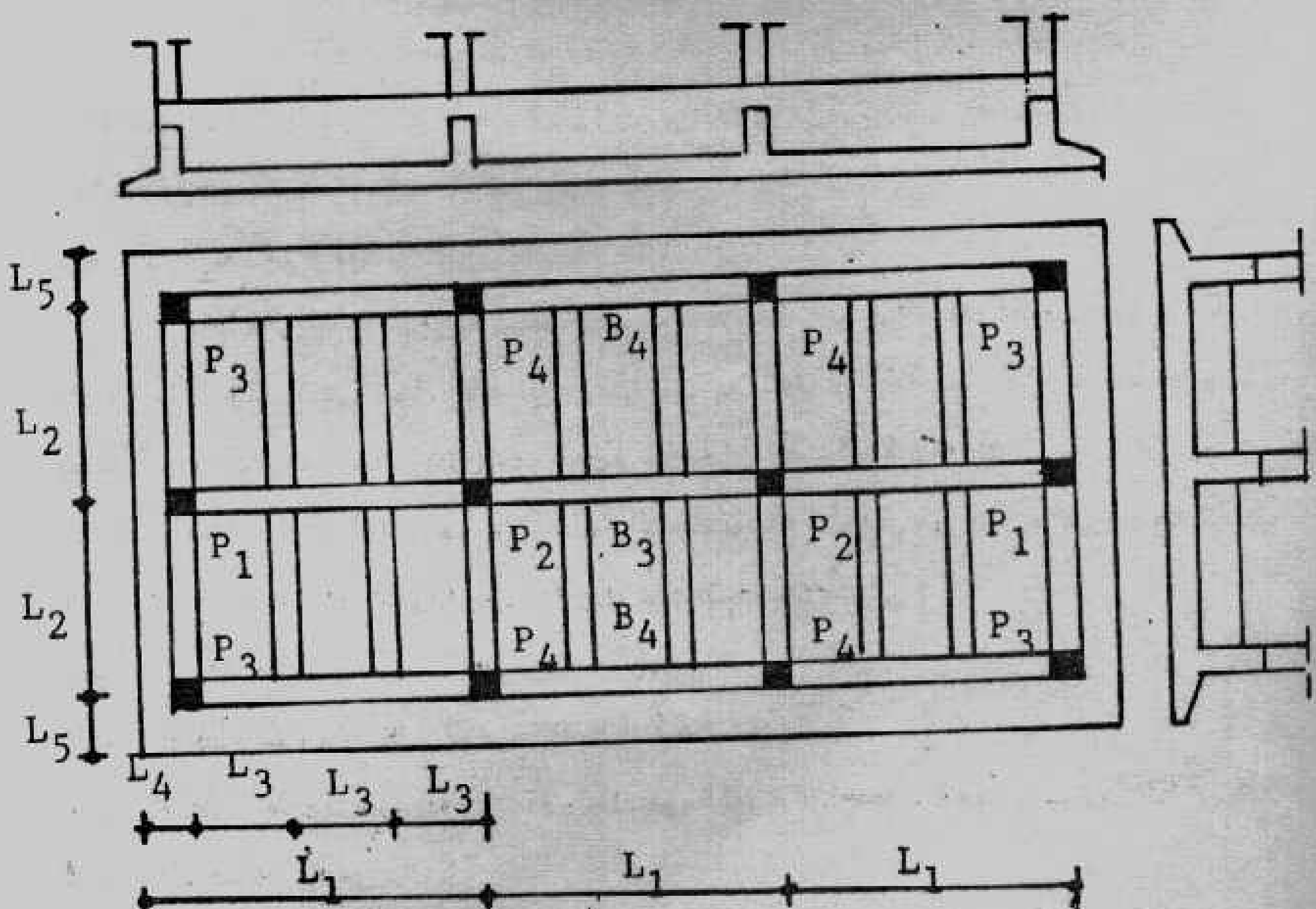
Design a ribbed raft for the columns given in Fig. (7-29). All columns are 50 x 50 cm, the net allowable soil pressure is 0.52 kg/cm^2. Take f_c = 50 kg/cm^2, f_s = 1400 kg/cm^2

Solution :

Design of slab.

long. cantilever : M = $5.2 \times 1.65^2/2 = 7.1$ mt/m'

$d = 0.361\sqrt{7.1\times10^5/100}$



شكل (٧-٢٦): اللبشة كسقف مقلوب،

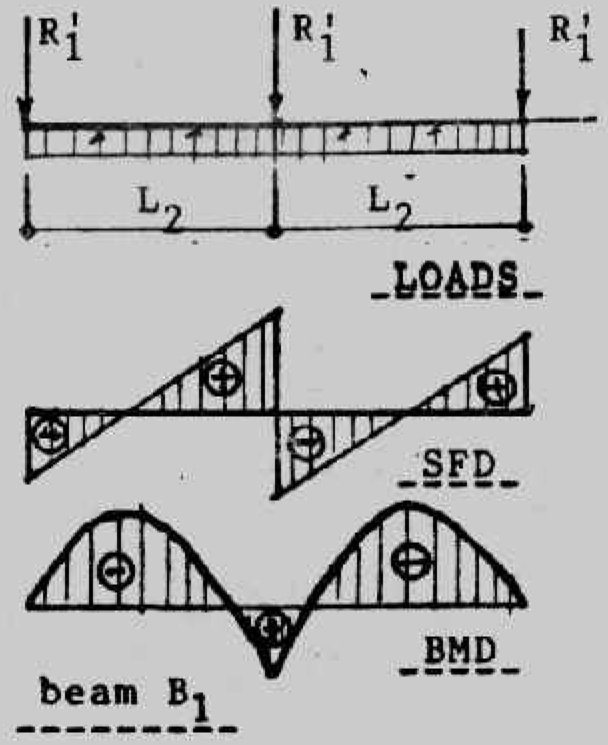
take t = 40cm, d = 33 cm

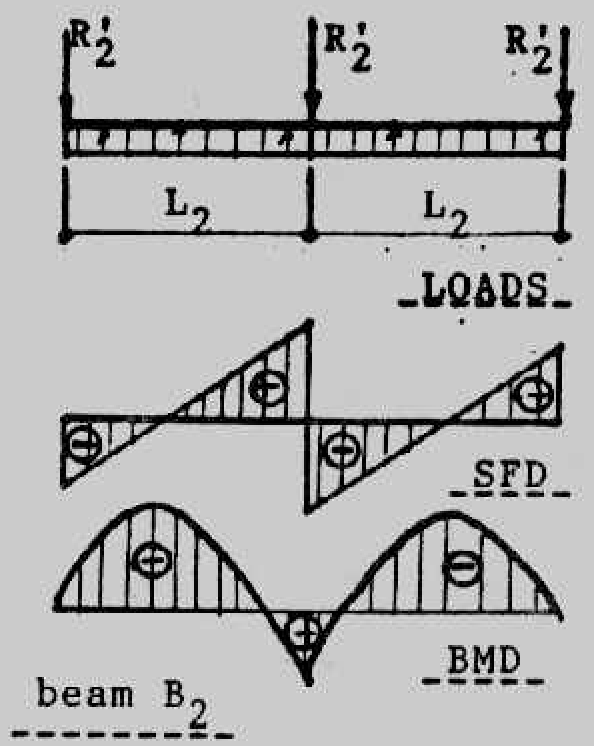
$$A_s = \frac{7.1 \times 10^5}{1237 \times 33} = 11.6 \text{ cm}^2 \qquad 9 \phi 16/m`$$

Short cantilever : $M = 5.2 \times 1.35^2/2 = 4.74$ mt/m`

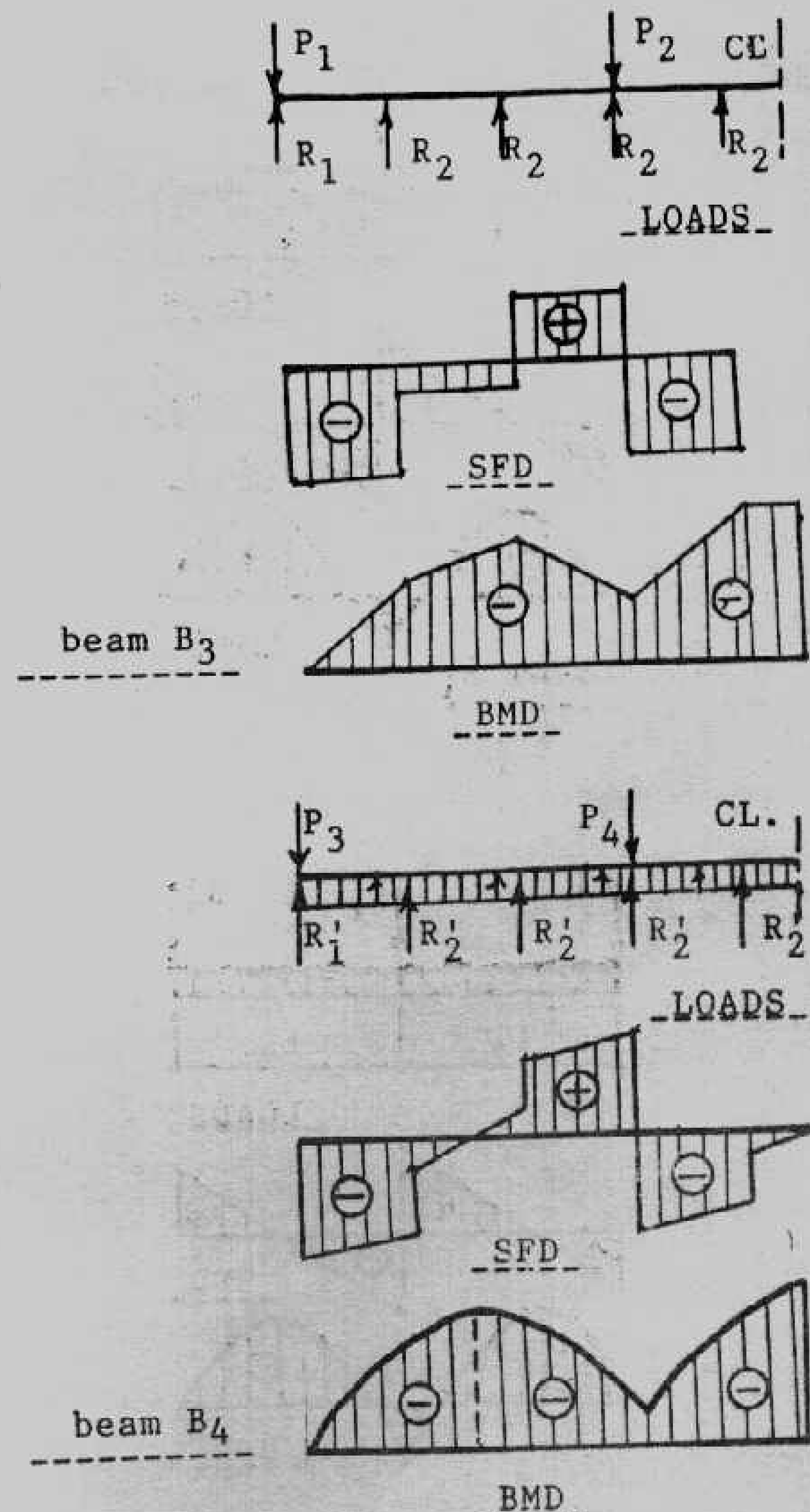
$$A_s = \frac{7.1 \times 10^5}{1237 \times 33} = 17.4 \text{ cm}^2 \qquad 6 \phi 16/m`$$

Intermediate slab : $M = 5.2 \times 1.5^2/12 = 0.98$ mt/m`

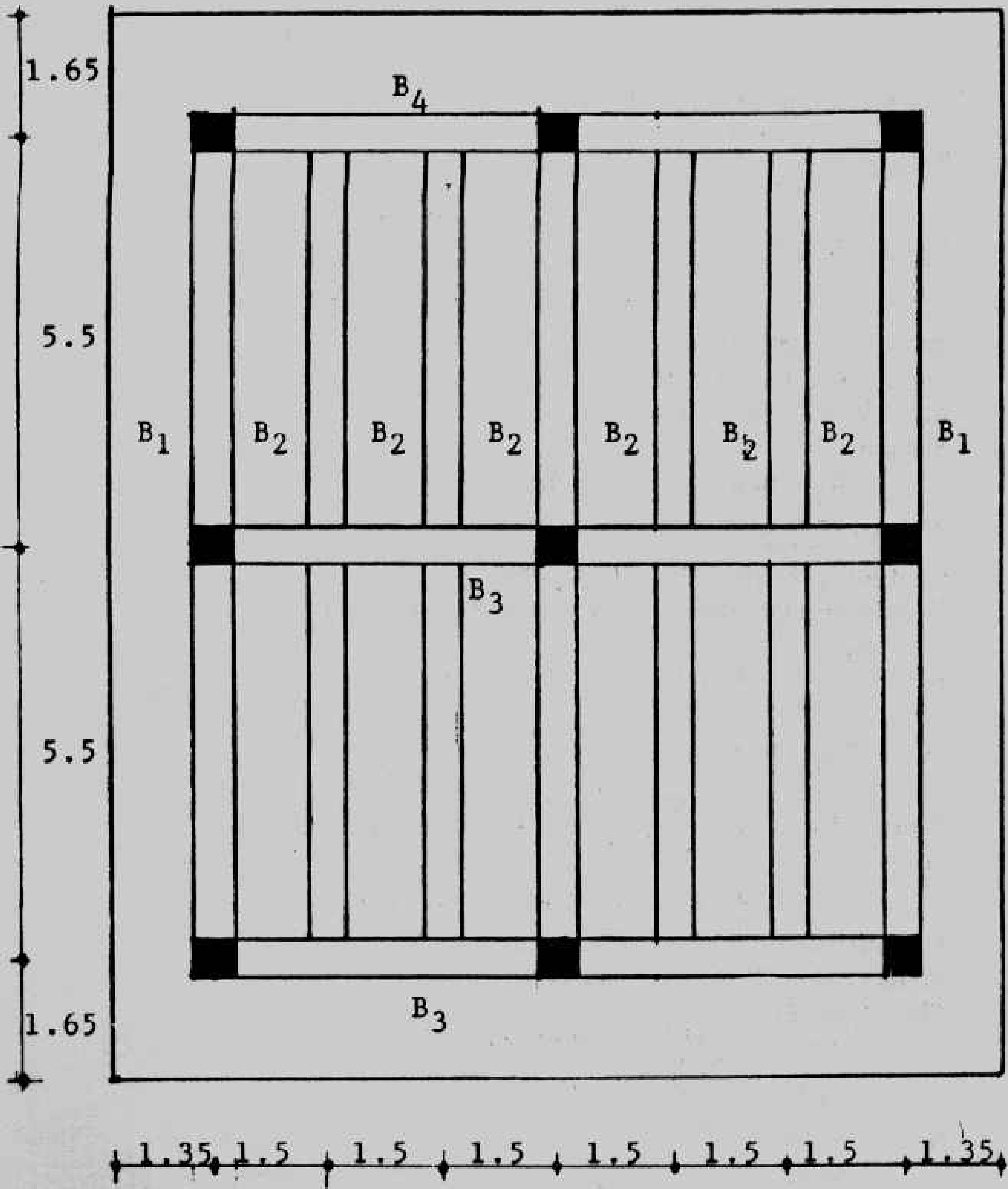




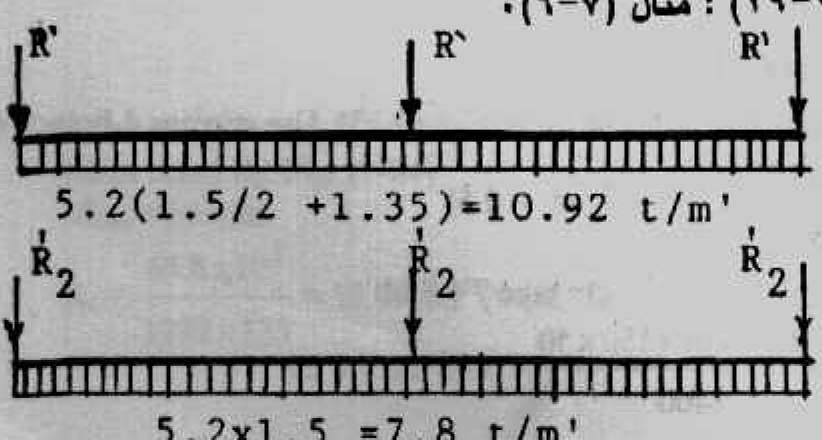
شكل (٧– ٢٧) : الأحمال والقوى الداخلية للكمرات الثانوية.



شكل (٧-٢٨) القوى الداخلية للكمرات



شكل (٧-٢٩) : مثال (٧-٦).



شكل (٧-٣٠): الكمرات الثانوية.

$$A_s = \frac{0.98 \times 10^5}{1237 \times 33} = 2.4 \text{ cm}^2 \qquad 5\ \phi\ 13/\text{m}'$$

Design of secondary beams Fig. (7-30)

$$R_1/R_2 = \frac{1.5/2 + 1.35}{1.5} 1.4$$

5.2 (1.5/2 + 1.35) = 10.92 t/ml

R_1 = 1.4 R2.....(1)

5.2 x 1.5 = 7.8 t/m

$2R_1 + 5R_2 = 100 + 120 + 110$ (2)
Solving eqns. 1 and 2 gives
R_1 = 5923 t. R_2 = 42.31 t
Similary :

R_1 = 30 st $\qquad$ R_2 = 21.8 t

SFD and BMD are shown in Fig. (7-31)

$d = 0.361\ \sqrt{42.6 \times 10^5 / 150} = 60.84$ cm (T.sec.)

To reduce reinforcement take beams B_1 and B_2 90 x 50 d = 83 cm

$$A_s = \frac{42.6 \times 10^5}{1237 \times 83} = 41.49 \text{ cm}^2 \qquad (9\ \phi\ 25)$$

$$A_s^1 = 0.2 \times 41.49 = 8.3 \text{ cm}^2 \qquad (5\ \phi\ 16)$$

For beam B_2 $\quad A_s = \dfrac{30.5 x 10^5}{1237 x 83}$ 29.71 cm^2 (7 ϕ 25)

$$A_s^1 = 0.2 \times 29.71 = 5.94 \text{ cm}^2\ (3\ \phi\ 16)$$

For diagonal tension use min reinforcement 5 ϕ 8/m`
Stirrups and 2 ϕ 25 bent bars, Fig. (7-32).

Main beam B_4 :

Loads, SFD, BMD are shown in Fig. (7-33)

$d = 0.361\ \sqrt{65.8 \times 10^5 / 10} = 130.96$ cm^2

take t = 140 cm, d = 133 cm

$$A_s = \frac{65.8 \times 10^5}{1237 \times 133} = 40 \text{ cm}^2\ (9\ \phi\ 25)$$

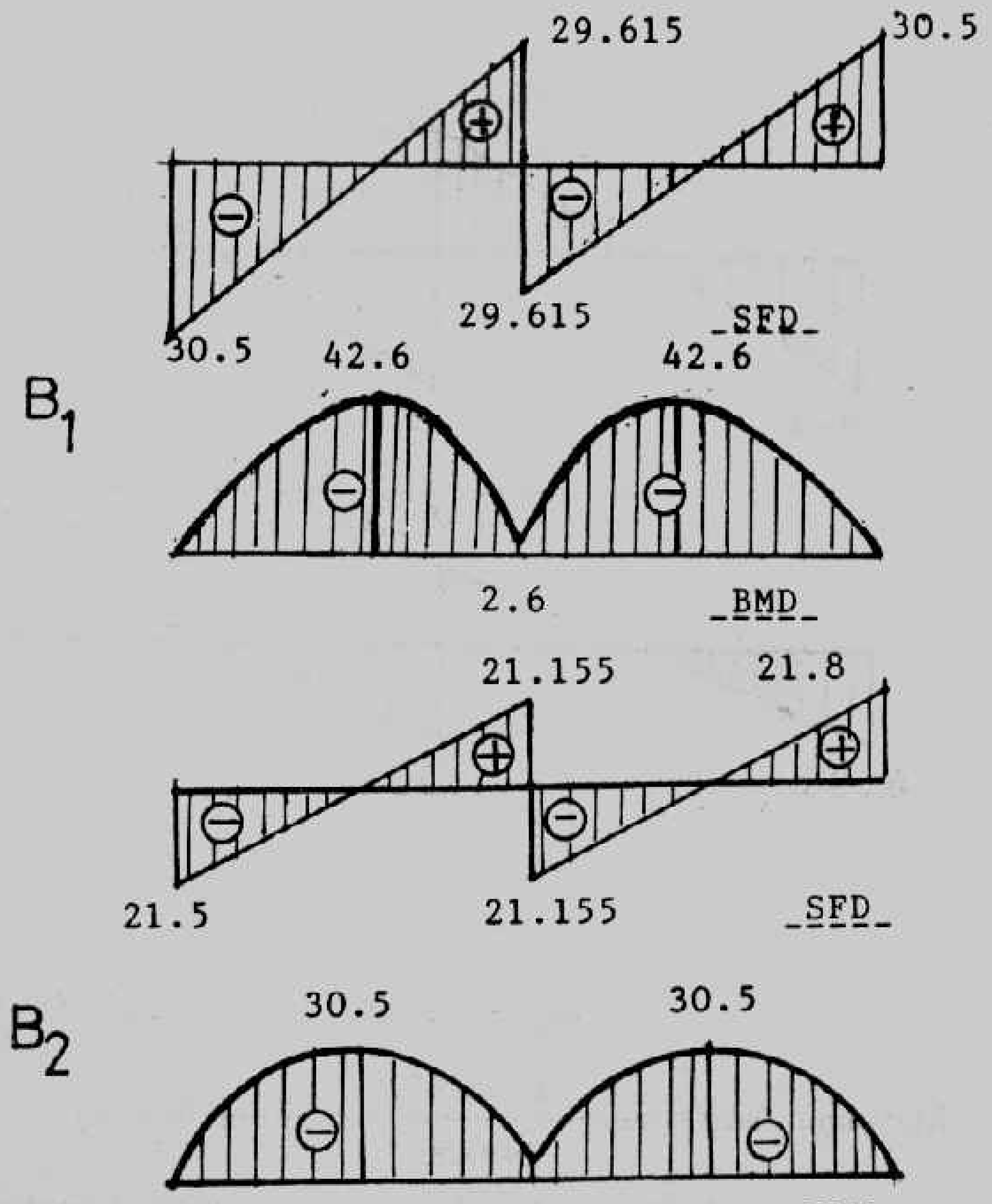
A_s^1 = 0.2 x 40 = 8 cm2 (4 ϕ 16)

Diagonal tension diagram for B_4 is shown in Fig. (7-33). Use stirrups 4-branch ϕ 8.

$$3.6 = \frac{0.5 x 4 \times 1400}{50 \times S} \qquad (A_s \text{ st.} = 0.5)$$

Spacing between stirrups S = 15.55 cm take 7 ϕ 8 /m`

bent bars A_s bent = $\dfrac{(7.25 - 6.6) \times 150 \times 50}{1400}$ = 3.48 use 4 ϕ 25

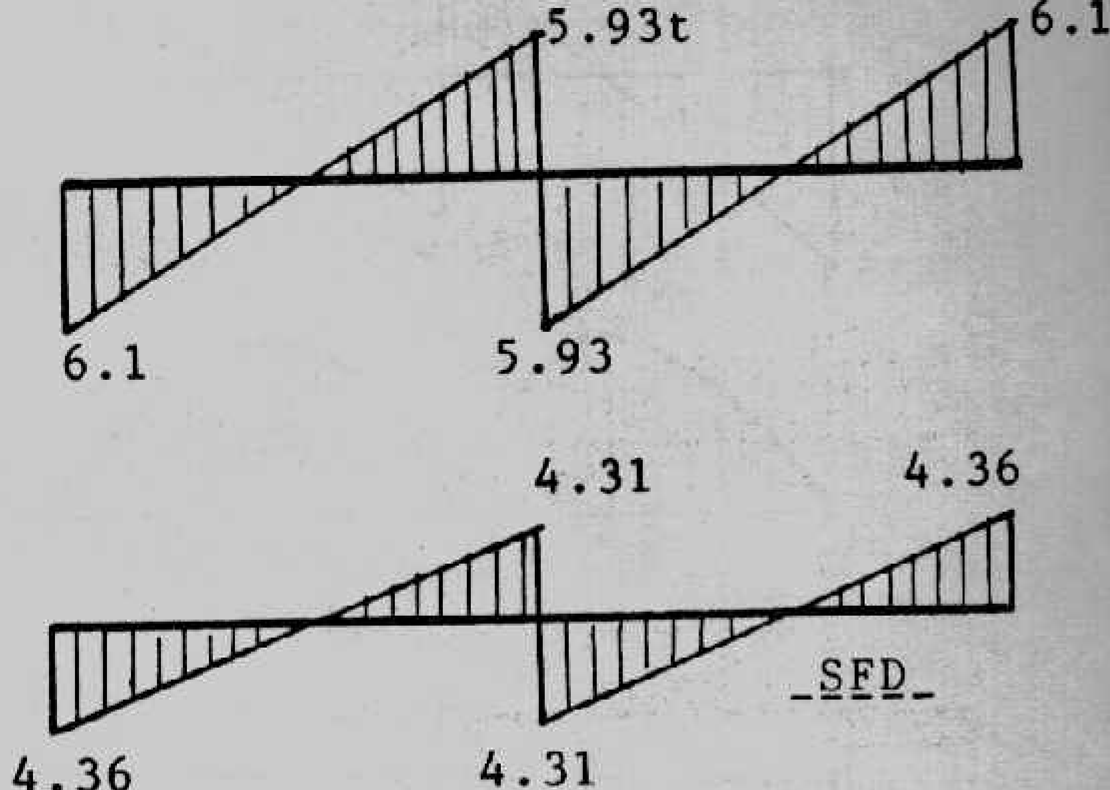


شكل (٧-٣١): القوى الداخلية للكمرات الثانوية.

Main beam B_3, Fig. (7-34)

$M_{max} = 65.8$ mt

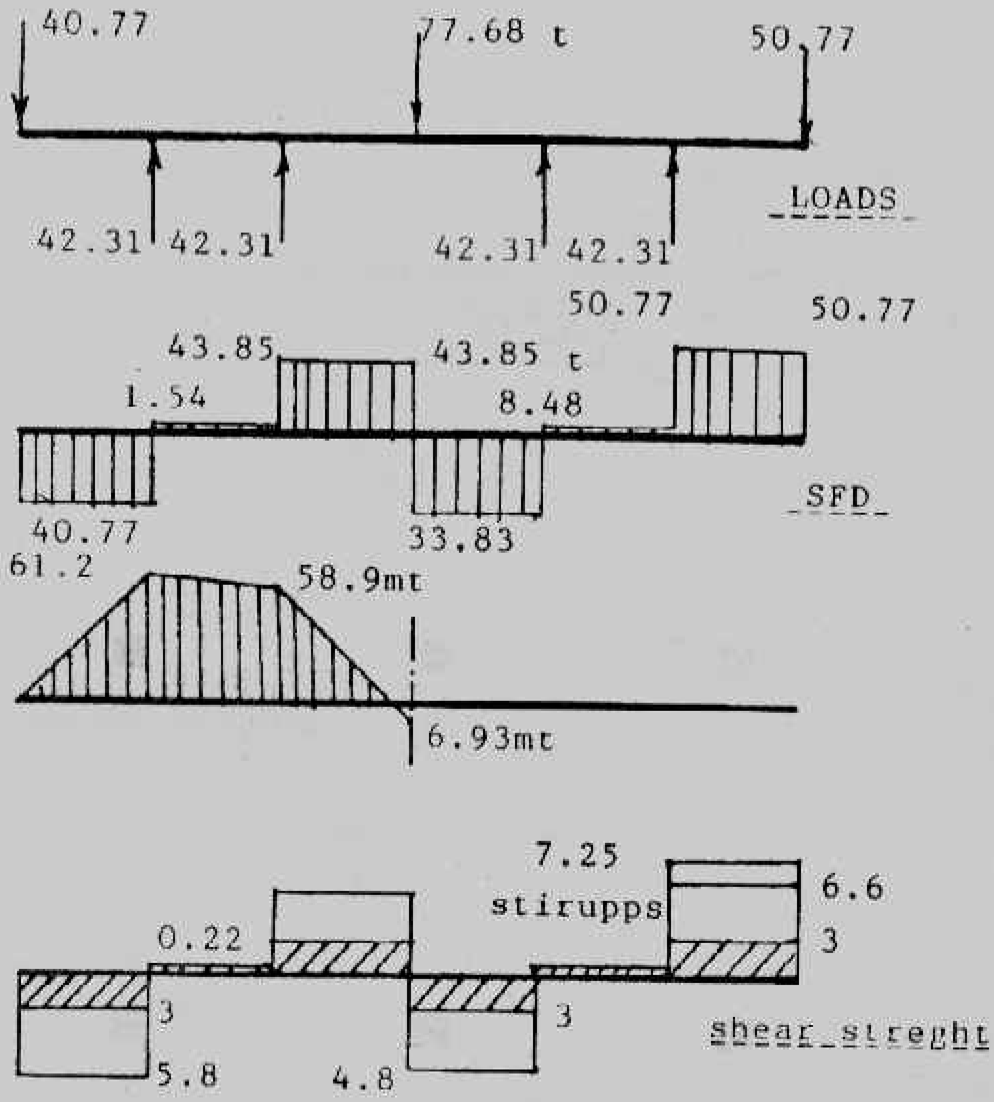
$$A_s = \frac{65.8 \times 10^5}{1237 \times 133} = 39.99 \text{ cm}^2 \ (9 \phi 25)$$



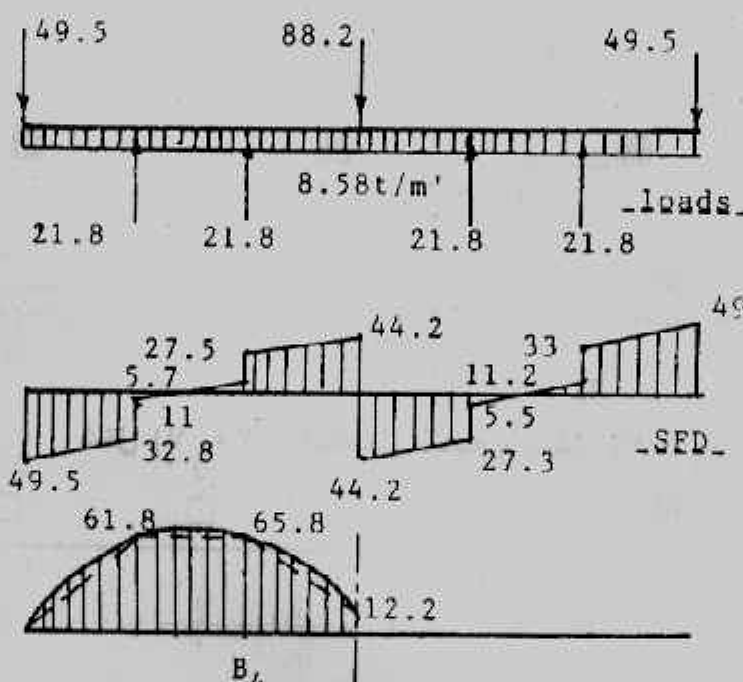
شكل (٧-٣٢) اجهادات القص للكمرات الثانوية ،

Maximum shear stress = $\frac{49.5x10^3}{140 x50}$ = 39.99 cm^2 (9 ϕ 25)

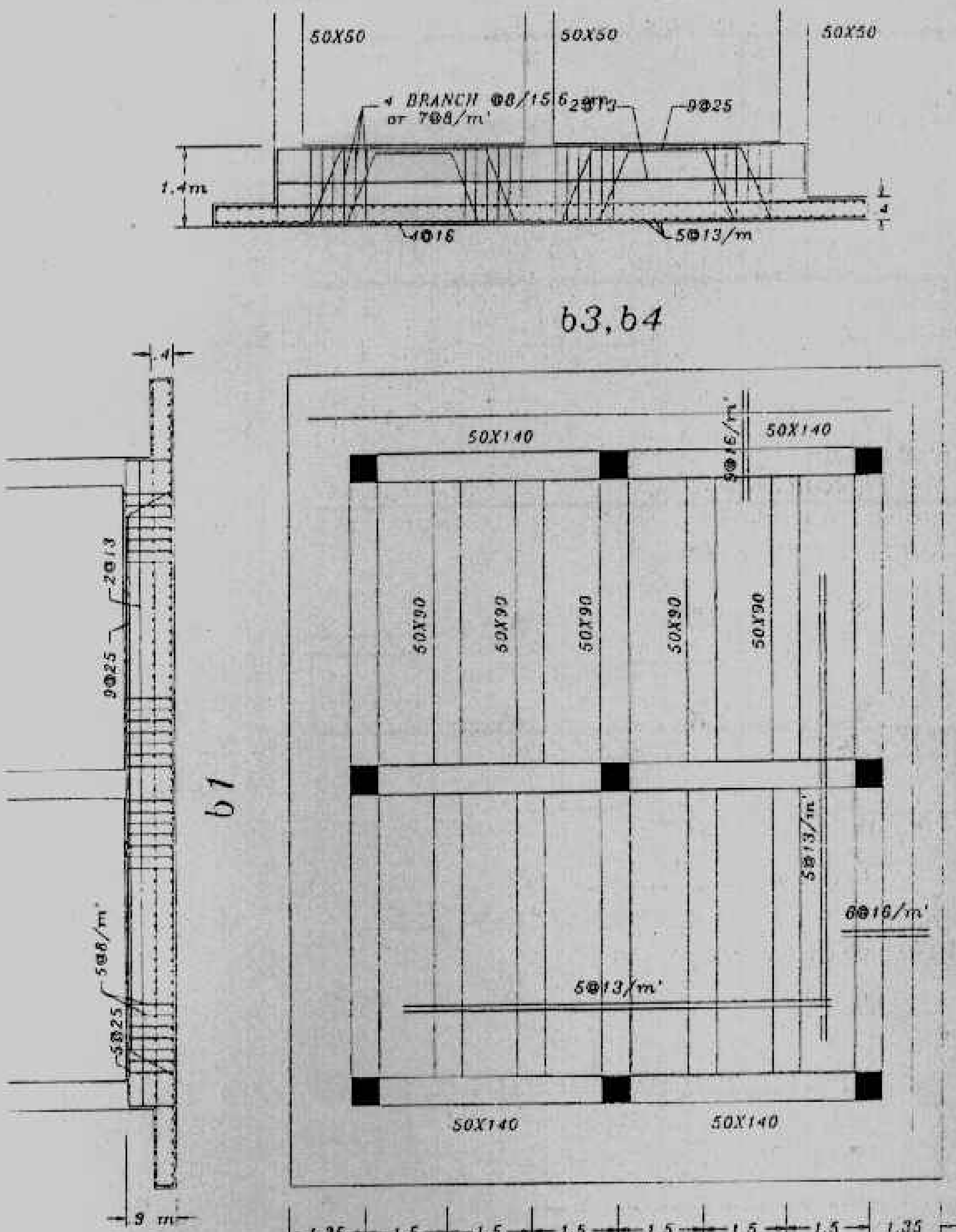
use stirrups and bent bar as in B_4 stirrupc 7 ϕ 8/m` (4 branch)
bent bar 4 ϕ 25
Details of design are show in Fig. (7-35)



شكل (٧-٣٣) : الكمرة B_4



شكل (٧-٣٤) : الكمرة B_3



شكل (٧-٣٥) : تفاصيل التصميم لمثال (٧-٦).

الباب الثامن

التحـليل العـددى للأساســات

Numerical Analysis of Foundations

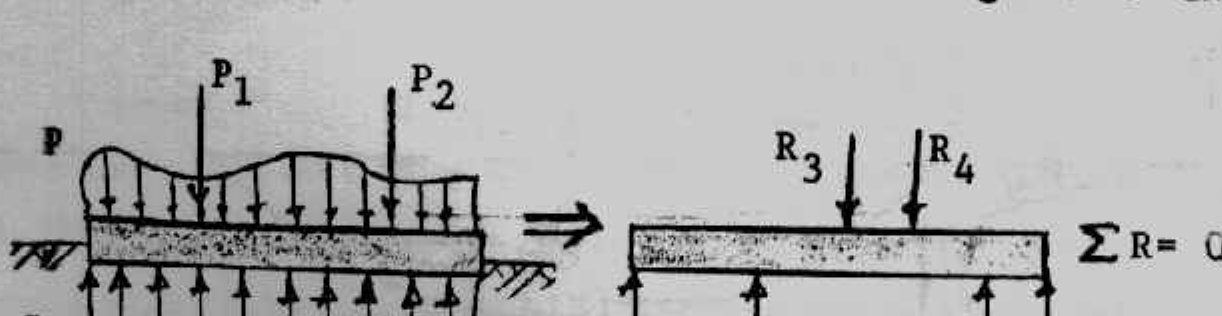
كان تصميم الأساسات الضخمة والمشتركة يتم بطرق تقريبية إلى حد ما، ثم مع تقدم الأبحاث والعلم صمم المهندسون هذه الأساسات بطرق أكثر دقة وتقدما تعتمد على حل معادلات تفاضلية إلا أن المصممون كانوا لا يملكون المقدرة والوقت لحل هذه المعادلات. ومع تقدم طرق التحليل العددى وباستخدام المقدرة الفائقة للحاسبات الألكترونية (الكمبيوتر) أمكن الآن حل كثير من المسائل الهندسية المدنية. بل وأن كثير من هذه المسائل أصبح لها الأن برامج جاهزة للاستخدام على الكمبيوتر مباشرة لحل أى عنصر إنشائى وبطرق أكثر دقة وتقدما.

هذا التطور يؤدى إلى الحصول على منشآت أكثر أمانا واقتصادا ولكن بعض الخطر يكمن فى الإستناد التام من قبل المصمم على الكمبيوتر مما يؤدى إلى فقد جزء من التحكم فى الحسابات الذى كان يحدثه بنفسه من قبل. ولذا فإنه يجب عمل بعض التحققات على نتائج الكمبيوتر حتى يمكن التحكم فى الحسابات ونتائجها.

وهذا الباب يستلزم أن يكون القارئ ملما باستخدام الكمبيوتر وعلم المصفوفات وأن يكون لديه فكرة عامة عن طرق التحليل العددى مثل طريقة الفروق المحدودة وطريقة العناصر المحدودة.

معنى تصميـم الأساســات :

وظيفة الأساس هى توزيع الحمل الواقع عليه من المنشأ، وقد يكون هذا الحمل مركزا أو موزعا. وهذا التوزيع يخلق ضغط تماس لأعلى Upward contact pressure بين التربة والسطح السفلى للأساس.



شكل (٨-١) الأحمـــال والإجهـــاد.

وعند أى مقطع فى الأساس يمكن إعتبار قيمة الضغط العلوى q مكافئا لقوة رأسية لأعلى Q ٠ والقوى المؤثرة والقوى الرأسية العلوية فى حالة اتزان أى أن مجموعهما الجبرى يساوى صفرا٠ وهذه القوى تسبب قوى قص وعزوم٠ وبمعرفة هذه القوى الداخلية يمكن تصميم الأساس أى معرفة أبعاده وتسليحه٠

شكل ضغط التماس Contact Pressure وتوزيعه تحت الأساس يعتمد على عدة عوامل أهمها :

١- شكل الأساس٠ ٢- درجة جساءة الأساس Rigidity ٠

٣- نوع التربة٠ ٤- شكل الحمل٠

١- **شكل الأساس Form of the Foudnation** : أفضل شكل للأساس هو الشكل المنتظم Regular ٠ ويأخذ الأساس شكل دائرى، أو مربع، أو مستطيل أو شبه منحرف ويختلف شكل ضغط التماس حسب شكل الأساس٠

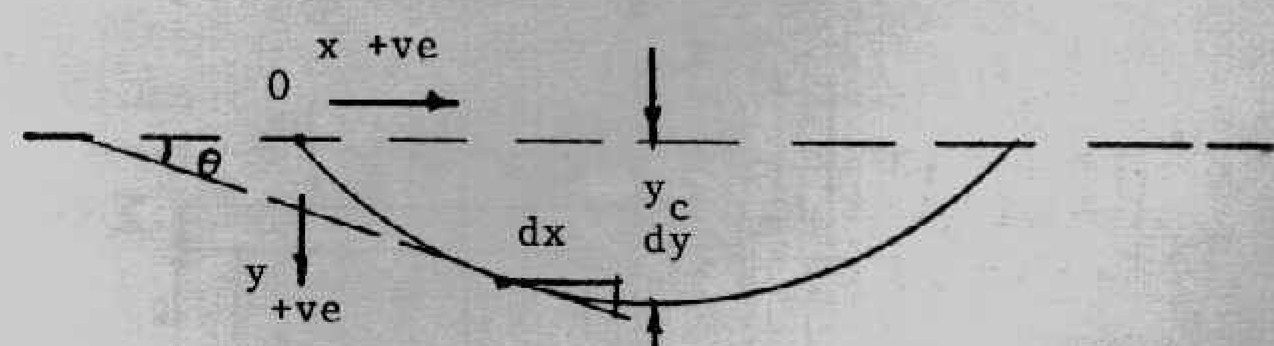
٢- **جساءة الأساس Rigidity of Foundation** : دارس هندسة الأساسات يقابله دائما تعبيران : أساس مرن Flexible foundation وأساس جاسئ Rigidity foundation وعامة الأساس المرن هو الذى لا يبدى مقاومة للانحناء (التشكل) ويأخذ شكل هبوط طبقا لهبوط التربة تحته٠ أما الأساس الجاسئ فهو الذى يقاوم الانحناء (التشكل) وشكل هبوطه منتظم بخلاف التربة تحته٠ ولتفسير ذلك رياضيا :

من نظرية الكمرة

$$M/I = E/R \qquad \text{(Beam Theory)}$$

Where M = Bending moment
E = Modulus of elasticity of the material comprising the beam.
I = Moment of inertia of the beam.
R = Resulting radus of curvature.

وبدراسة كمرة بسيطة الإرتكاز تحت حمل منتظم التوزيع وترخيم مركزى Central deflection Y_c واعتبار الدعامة اليسرى نقطة أصل كما فى شكل (٨-٢)٠



شكل (٨-٢) ترخيم كمرة بسيطة٠

فإن زاوية الميل هى Slope angle θ عند أى نقطة حينما تكون صغيرة كما يحدث فى حالة الكمرات فإن :

$$\theta = \tan\theta = dy / dx$$

النقطتان B, A على الكمرة المسافة بينهما dx وطول المنحنى بينهما ds, θ - dθ الزاوية على محور x المصنوعة بواسطة المماس عند B (الزيادة فى ds تسبب نقصا فى الزاوية ولذا تؤخذ -dθ)

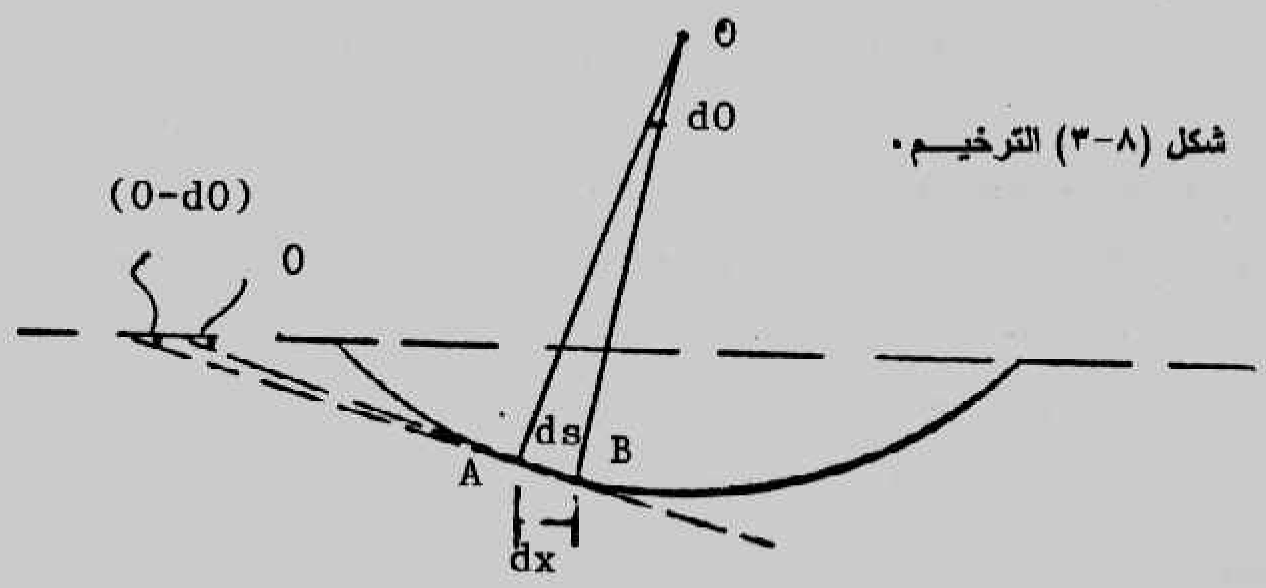
شكل (٨-٣) وحينئذ

$d\theta / ds$ is -ve and $1/R = -d\theta/ds$

$ds = dx$

$\therefore\ 1/R = -\,d\theta / ds = -\,d\theta / dx = -\,d\,(dy/dx) / d\,x^2$

$\therefore\ -M/EI = d^2y / dx^2$



شكل (٨-٣) الترخيم.

$$dy/dx = \frac{1}{EI}\int -M dx = \frac{1}{EI}[-Mx + A]$$

$$y = \frac{1}{EI}\iint -M\,dxdx = \frac{1}{EI}[-\frac{Mx^2}{2} + Ax + B]$$

وتكون الكمرة جاسئة تماما إذا كان :

$y = 0 \qquad , EI = \infty$

وتكون الكمرة مرنة تماما إذا كان :

$y = \infty \qquad , EI = 0$

٣- نوع التربة Type of Soil : التربة المتماسكة Cohesive soil مثل الطمى والطين وهما يتصرفان كتربة مرنة عند تحميلهما، والأساس عليهما يعامل بنظرية المرونة. والتربة الغير متماسكة Cohesionless soil مثل الزلط والرمل وهذه التربة لا تسلك السلوك المرن.

٤- نوع الحمل Form of Loading : نوع الحمل المؤثر على الأساس يعتمد على شكل ووظيفة المنشأ وتعيين قيمة الحمل عامل هام فى التصميم.

الحلول القياسية المعتمدة على ضغط التماس :

توجد كثير من الحلول المعتمدة على ضغط التماس ولكنها تحتوى على بعض العيوب منها :

١- تطبق الحلول على حالات تحميل بسيطة فقط.

٢- التربة يجب أن تؤخذ إما متماسكة تماما أو غير متماسكة تماما.

٣- الأساس يجب أن يفرض إما مرن تماما أو جاسئ تماما.

٤- الحلول تطبق على الأساس الدائرية والمربعة والشريحة.

شكل ضغط التماس :

يعتمد شكل توزيع ضغط التماس على صفات المرونة لكل من الأساس والتربة تحت الأساس.

وبدراسة ضغط التماس تحت أساس دائرى وأساس شريحة Strip معرضين لحمل منتظم وهما من النوع الجاسئ على تربة نصف مرنة، وبفرض أن اجهادات القص على قاعدة الأساس مساوية الصفر، وجد أن توزيع ضغط التماس يعتمد على معامل K_r :

$$K_r = \frac{1}{6}\left(\frac{1-v_S^2}{1-v_F^2}\right)\left(\frac{E_F}{E_S}\right)\left(\frac{T}{b}\right)^3$$

where : v_S = Poisson's ratio for soil

v_F = Poisson's ratio for foundation material

E_F, E_F = Young's modulus of foundation material and soil, respectively.

b = { half - width for strip foundation. / radius for circular foundation

T = Thickness of foundation

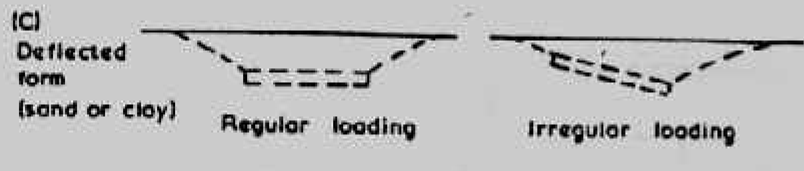
ويلاحظ أن :

Kr = 0 يبين أن الأساس مرن تماما Perfectly flexible foundation

$K_r = \infty$ بين أن الأساس جاسئ تماما Perfectly rigid foundation

الأساس الجاسئ Rigid :

جساءة الأساس تجعل الهبوط تحت الأساس للحمل المنتظم متساوى وتجعله يتغير خطيا إذا كان الحمل غير منتظم. وهنا ضغط التماس يعتمد على نوع التربة شكل (٨-٤).



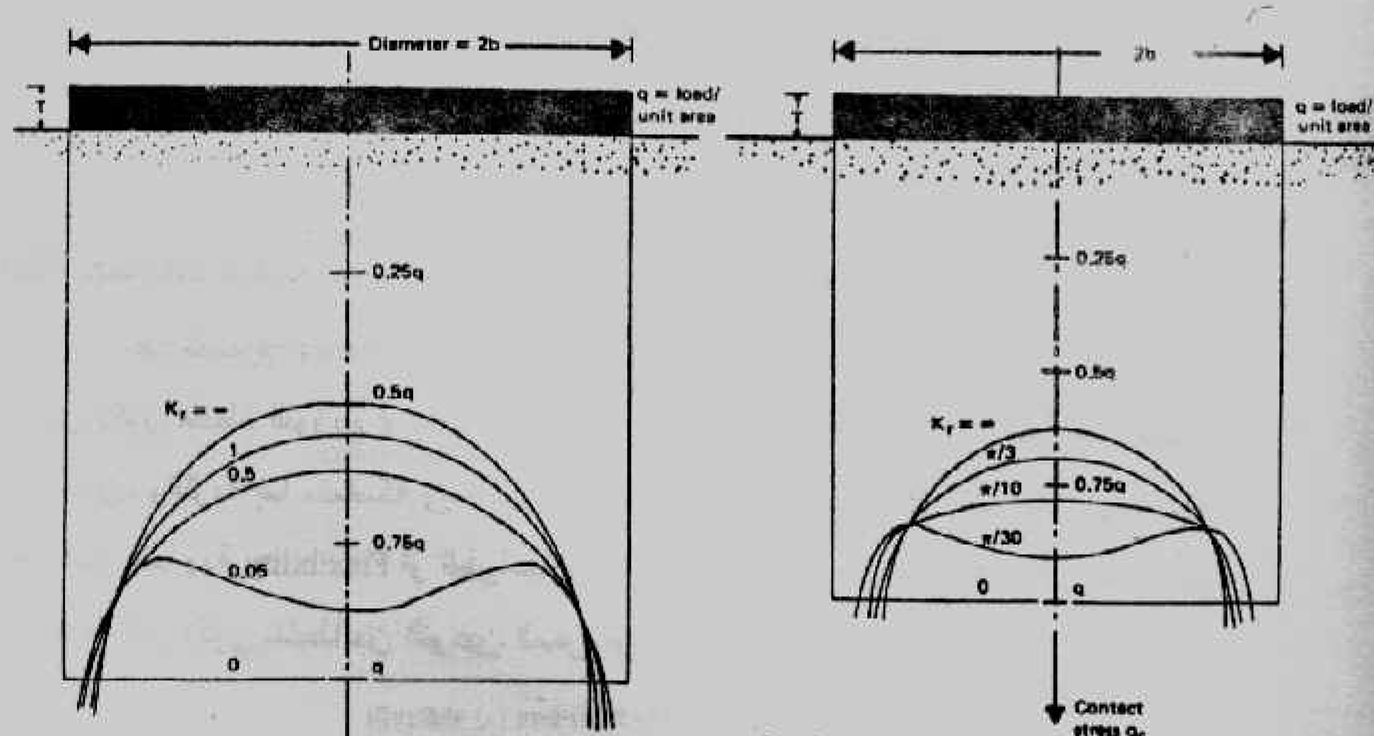
شكل (٨-٤) : الأســـاس الجاســـئ·

وللأساس الجاسئ ($K_r = \infty$) تكون $q_c/q = 0.67$ عند محور الأساس الشريحة· و$q_c/q = 0.5$ عند محور الأساس الدائرى· وعند أطراف الأساس تقترب q_c من اللانهاية شكل (٨-٥)·

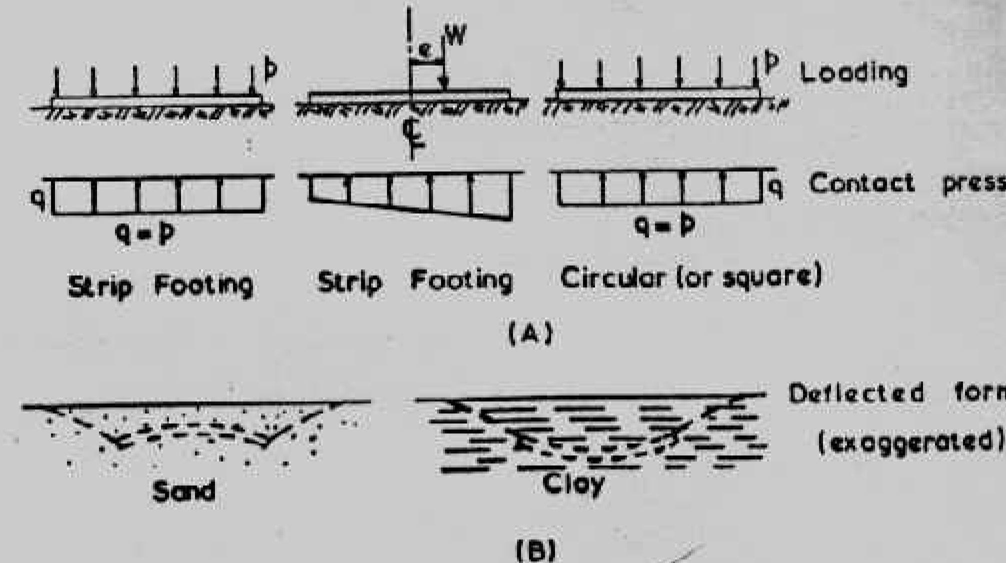
الأساس المرن Flexible :

الأساس المرن لا يبدى مقاومة للانحناء· وضغط التماس دائما منتظم للأحمال المركزة والموزعة أو يكون ضغط التماس متغير بانتظام تحت الأحمال المركزة اللامركزية (eccentric) شكل (٨-٦أ) وحينما يكون الأساس مرتكزا على رمل Sand فإن الهبوط عند الأطراف يكون أكبر من الهبوط فى الوسط· أما حينما يكون الأساس مرتكزا على الطين Clay فإن الهبوط تحت المركز يكون أكبر من الهبوط عند الأطراف بقيم تصل إلى ١,٥ مرة شكل (٨-٦ ب)·

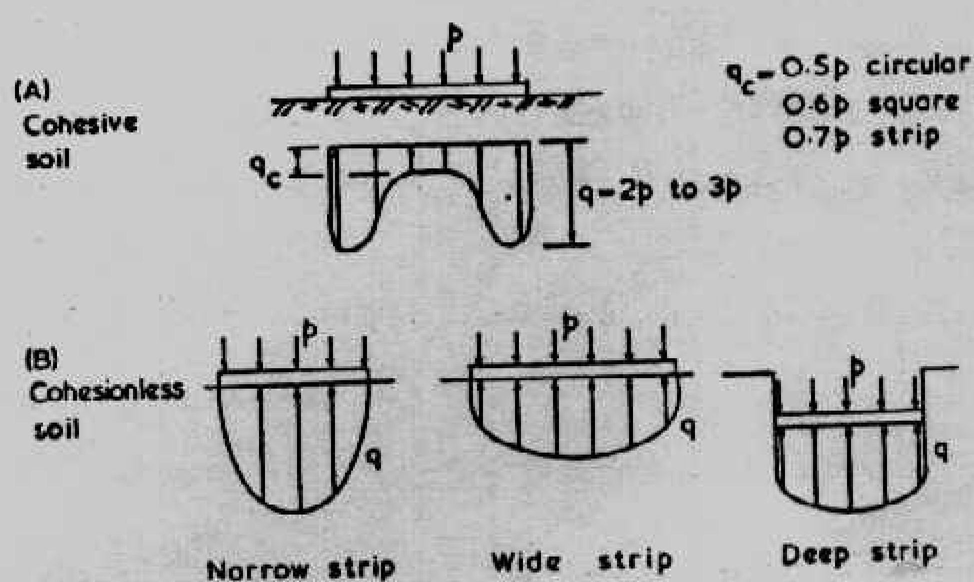
وتبين الأشكال (٨-٧، ٨، ٩) توزيع ضغط التماس تحت الأساس المرن وتحت الأساس الجاسئ عند ارتكازهما على الرمل والطين·



شكل (٨-٥) : ضغط التماس للأساس الجاسئ·



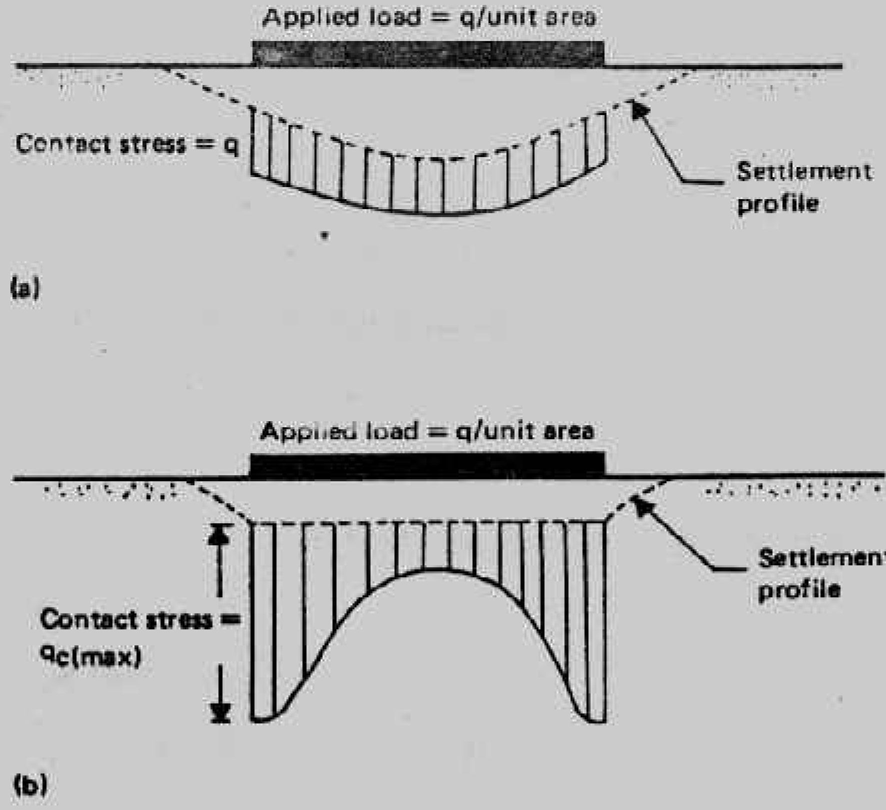
شكل (٨-٦) : الأساسات المرنة واللامركزية.



شكل (٨-٧) : ضغط التماس للأساسات.

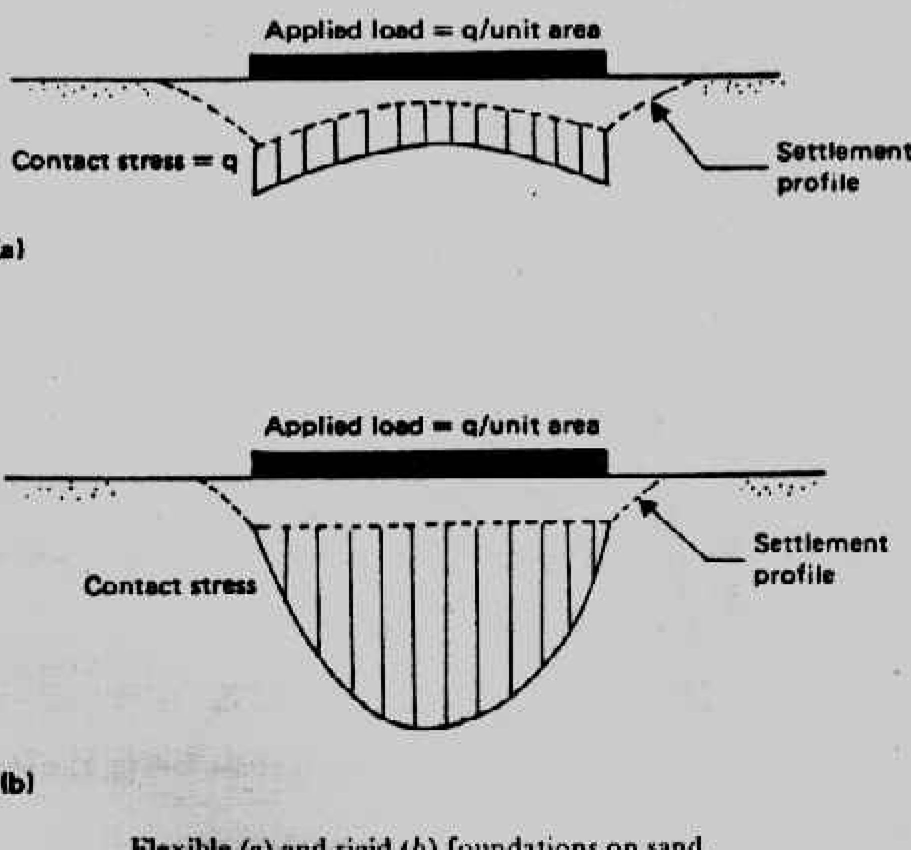
نظام حسابات التصميم Routine Design Calculations :

عند تصميم الأساسات الدائرية والمربعة فإن أغلب المصممين يفترض أن ضغط التماس يكون منتظم التوزيع أو يتغير بانتظام. وكل الحلول نفترض أن الأساس إما جسئ وإما مرن، والتربة إما متماسكة وإما غير متماسكة. بينما الواقع أن كل الأساسات لها درجة معينة من المرونة Flexibility أو الطواعية وأغلب الترب خليط من النوعين وعلى هذا فإن ضغط التماس يكون خليطا من النوعين المعروفين.



Flexible (*a*) and rigid (*b*) foundations on clay.

شكل (٨-٨) : ضغط التماس للأساسات المرنة على الطين.



Flexible (*a*) and rigid (*b*) foundations on sand.

شكل (٨-٩) : ضغط التماس للأساسات المرنة على الرمل.

معاملات المرونة للتربة Elastic Properties of Soil :

معامل المرونة E_s ، ومعامل بواش μ، ومعامل رد فعل التربة K_s ومعامل الجساءة (القص) G تسمى معاملات المرونة، وتعيين قيمها للتربة مهم لاستخدامها فى طرق التصميم الدقيقة والحديثة ومعامل الجساءة (القص) G يستخدم فى تصميم الأساسات المعرضة لحمال ديناميكية أو اهتزازية.

أ- معامل المرونة Stress-Strain Modulus E_s :

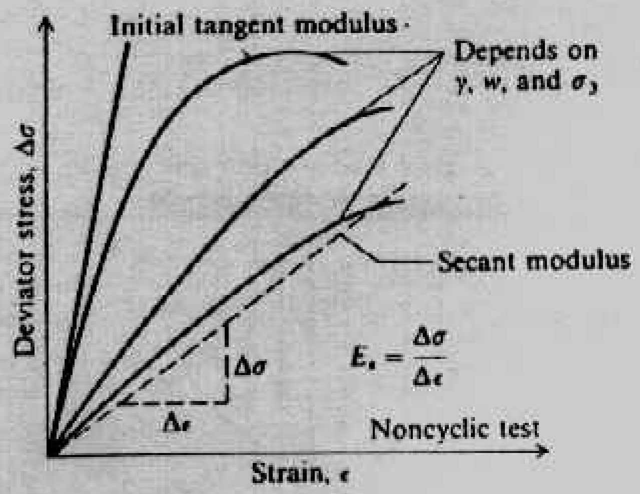
معامل المرونة أو معامل ينج Young's Modulus يعين من ميل القاطع أو ميل المماس لمنحنيات الاجهاد - الانفعال الناتجة من اختبارات الضغط الثلاثى Triaxial Tests . أشكال (٨-١٠)، (٨-١١)، ويؤخذ معامل المماس الابتدائى غالبا Initial Tangent Modulus للأسباب الآتية :

١- التربة مرنة فقط قرب بداية المنحنى.

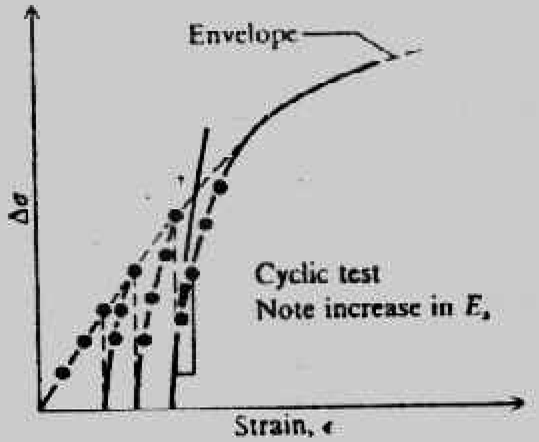
٢- يعطى أقل قيمة حيث أن معامل التقاطع يعطى قيما أكبر كثيرا.

٣- أقل تباعد بين النتائج يوجد فى هذه المنطقة.

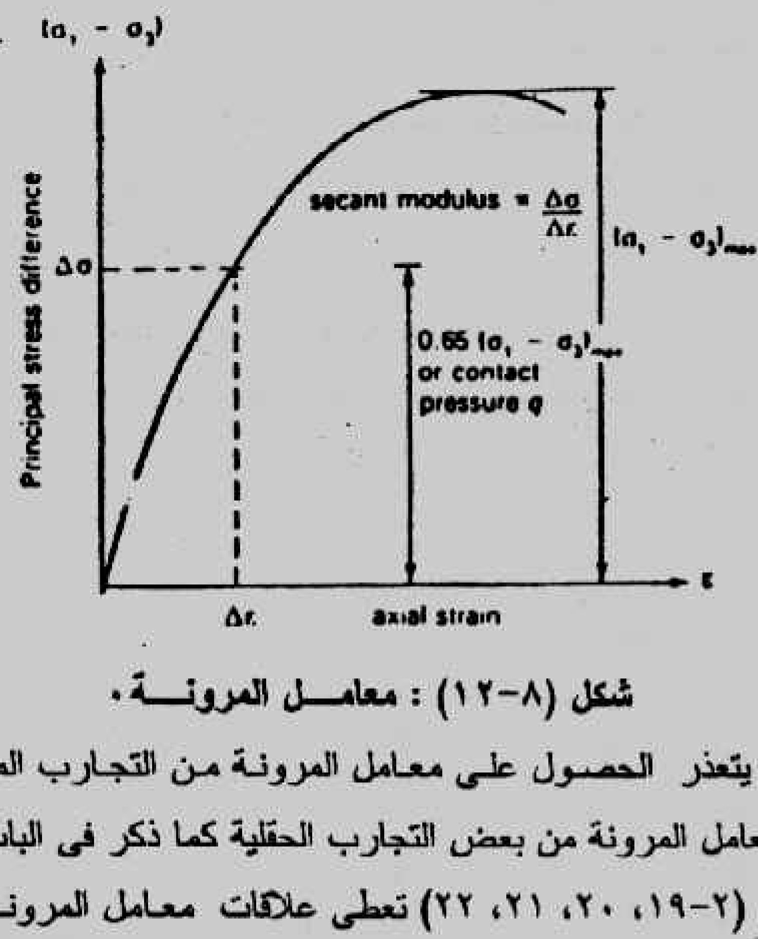
ويقترح بعض الباحثين أفضل معامل تماس يمكن الحصول عليه، من Cycling Deviator Stress فى حدود خمس مرات ثم يحدث الانهيار ويوضح شكل (٨-١٢) طريقة أخرى لتعيين معامل المرونة. وبعض القيم التقريبية لمعامل المرونة للأنواع المختلفة للتربة معطاه فى جدولى (٢-١٦)، (٢-١٧) بالباب الثانى من هذا الكتاب.



شكل (٨-١٠) : معامل المرونة



شكل (٨-١١) : معامل المرونة .



شكل (٨-١٢) : معامـــل المرونـــة .

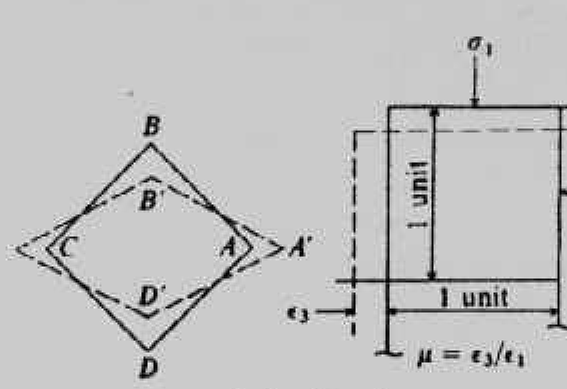
وحينما يتعذر الحصـول علـى معـامل المرونـة مـن التجـارب المعمليـة فإنـه يمكـن الحصول على معامل المرونة من بعض التجارب الحقلية كما ذكر فى الباب الثانى مـن هذه الكتاب والجداول (٢-١٩، ٢٠، ٢١، ٢٢) تعطى علاقات معامل المرونـة بنتـائج التجـارب الحقلية، وفى نهاية هذا البـاب معطـى طـرق تعيين معـامل المرونـة مـن التجـارب المعمليـة والحقلية كما نص عليها الكود المصرى لميكانيكا التربة والساسات .

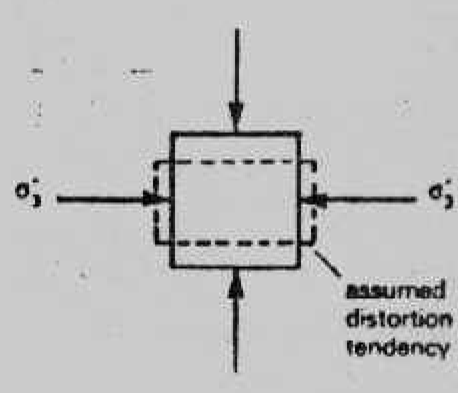
ب- معامل بواسن Posson's ratio :

معامل بواسـن يعرف بأنـه النسبة بين انفعـال الضغـط المحـورى وانفعـال التمدد العرضى بشكل (٨-١٣) :

$\mu = \epsilon_3 / \epsilon_1$

ويتضح من التعريف السابق أن قيمة معامل بواسن يمكن أن تكون سالبة حينما يوجد انكماش عرضى ولقد بينت التجارب المعملية أن هذا المعامل ممكن أن تكون قيمته أكبر من ٠,٥ وفى هذه الحالة تكون التربة لدنه أى ان نظرية المرونة لا تطبق عليها٠





Poisson's ratio, μ.

شكل (٨-١٣) : معامــل بواســـن٠

وبين جدول (٨-١) مجدول قيم معامل بواش لأنواع التربــة المختلفة وبيـن جـدول (٨-٢) القيمة التى ينصح بها الكود المصرى لميكانيكا التربة والساسات٠

جدول (٨-١) حدود قيم معامل بواسن٠

Values or value ranges for Poisson's ratio μ

Type of soil	μ
Clay, saturated	0.4–0.5
Clay, unsaturated	0.1–0.3
Sandy clay	0.2–0.3
Silt	0.3–0.35
Sand, gravelly sand	−0.1–1.00
commonly used	0.3–0.4
Rock	0.1–0.4 (depends somewhat on type of rock)
Loess	0.1–0.3
Ice	0.36
Concrete	0.15

جدول (٨-٢) القيم التقديرية لنسبة بواسن٠

نوع التربة	طين مشبع	طمى ورمل
μ	٠,٥	٠,٣

جـ- معامل الجساءة (القص) **Shear Modulus G :**

معامل القص أو الجساءة يعرف بأنه النسبة بين إجهاد القص وانفعال القص

$$G = S / \epsilon_s$$

ويمكن تعيينه من معامل المرونة ومعامل بواسن

$G = E_s / 2 (1 + \mu)$

د- معامل رد فعل التربة **Modulus of Subgrade Reaction K_s :**

معامل رد فعل التربة من المعاملات الهامة التى تدخل فى تصميم الأساسات المرنة كالطرق والكمرات والبلاطات على التربة المرنة كما يدخل فى حساب ضغط التماس. ويعرف معامل رد فعل التربة بأنه هو النسبة بين وحدة ضغط التربة والهبوط المقابل لها :

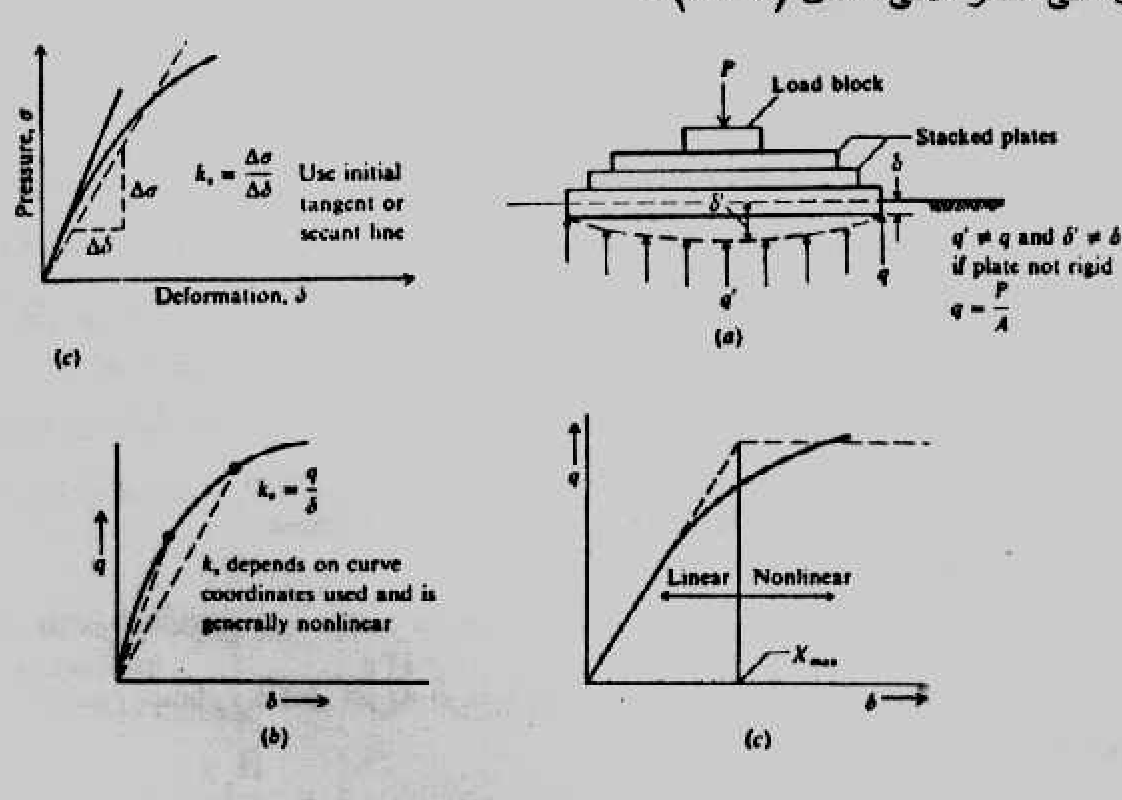
$k_s = q / \Delta \quad kN/m^3$

q = intensity of soil pressure.

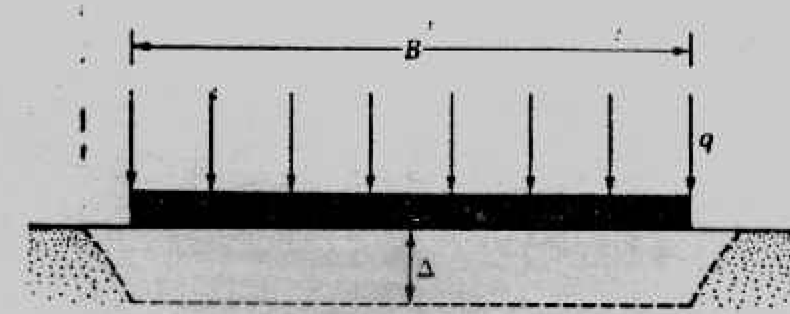
Δ = settlement under intensity q .

وبالرغم من بساطة التعريف إلا أن تعيين هذا المعامل ليس بالأمر اليسير لأن الأبحاث أثبتت أن هذا المعامل لا يتغير من تربة إلى تربة فقط حسب صفاتها الميكانيكية وإنما يتغير أيضا طبقا لمنسوب وحجم وشكل الأساس. ويعين معامل رد فعل التربة من اختبار التحميل Plate Loading Test حيث اقترح معمل أبحاث الطرق الأمريكى حساب معامل رد فعل التربة من الضغط المقابل لهبوط قدرة ١.٣ مم فى اختبار تحميل لوح ٠.٣ × ٠.٣ م شكل (٨-١٤).

وقيمة معامل رد فعل التربة ليست ثابتة للتربة الواحدة ولكنها تعتمد على عدة عوامل مثل طول الأساس (L) وعرضه (B) وأيضا عرض الأساس. وعلى ذلك فعند استخدام أساس عرضه B x B فإن القيمة الناتجة من اختبار تحميل لوح ٠.٣ × ٠.٣ سوف تعدل على النحو الآتى، شكل (٨-١٥) :



شكل (٨-١٤) : تعيين معامل رد فعل التربة من اختبار التحميل.



Definition of coefficient of subgrade reaction.

شكل (٨-١٥) معامل رد فعل التربة٠

$$k_s = k_{0.3}\left(\frac{B+0.3}{2B}\right)^2$$ for foundations on sandy soils

where $k_{0.3}$ and k = coefficients of subgrade reaction of footings measuring 0.3 (m) x 0.3 (m) and B (m) x B (m), respectively (unit kN/m^3).

$$k_s\,(kN/m^3) = k_{0.3}\,(kN/m^3)\left[\frac{0.3\,(m)}{B\,(m)}\right]$$ for foundation on Clays

ولأساس مستطيل الشكل B x L لنفس التربة فإن معامل رد فعل التربة يحسب من :

$$k_s = \frac{k_{(B\times B)}\left(1+\frac{B}{L}\right)}{1.5}$$

Where :

k_s = Coefficient of subgrade modulus of the rectangular foundation (L x B).

$k_{(B\times B)}$ = Coefficient of subgrade modulus of a square foundation having dimension of B x B

والمعادلة السابقة تبين أن قيمة معامل رد فعل التربة لأساس طويل جدا بعرض B هى بالتقريب $0.67\,k_{(B\times B)}$ ٠ وكما أن قيمة معامل المرونة تزيد مع العمق للتربة الخشنة فإن قيمة معامل رد فعل التربة يزيد أيضا مع العمق للتربة الخشنة أيضا والتى تمتد مسافة لا تقل عن B تحت الأساس٠

$$K_{sf} = K_{ss}\left(1+\frac{2D_f}{B}\right) \le 2\,K_{sf}$$

Where : K_{sf} = Coefficient of subgrade modulus at foundation level.

K_{ss} = Coefficient of subgrade modulus at grouns surface.

D_f = Foundation depth.

وتوجد طرق أخرى غير مباشرة لتعيين معامل رد فعل التربة فلقد اقترح سكوت Scott 1981 تعين معامل رد فعل التربة الرملية من رقم الاختراق القياسى N :

$$k_{0.3}\,(MN/m^3) = 1.8\,N$$

Where N = Corrected standard penetration resistance

كما اقترح سلاح المهندسين الأمريكى The US Corps of Engineering حساب معامل رد فعل التربة من الهبوط المقابل لإجهاد قدره 0.7 kg/cm² على سطح الأرض

$k_s = 0.7 / \delta$ kg/cm²

كما يمكن تعيين معامل رد فعل التربة من معامل كاليفورنيا CBR

$k_s = q_{CBR} / 0.25$

كما اقترح بولس حساب معامل رد فعل التربة بطريقة تقريبية من قدرة تحمل التربة الأمنة من:

$k_s = 40\, q_a\, (FS)$ kN/m³

Where : $q_a = q_{ult} / FS$

FS معامل الأمان لهبوط قدره ٢,٥ سنتيمتر أما لو كان الهبوط ٠,٦ أو ١,٢٥ أو ١,٩سم فإن الرقم ٤٠ يصبح ١٦٠، ١٢٠، ٨٠ كما اقترح فيسك حساب معامل رد فعل التربة من معاملات المرونة :

$$k_s = Bk_s = 0.65 \sqrt[12]{\frac{E_s B^4}{E_F I_F}} \frac{E_s}{1-\mu^2}$$

or

$$k_s = 0.65 \sqrt[12]{\frac{E_s B^4}{E_F I_F}} \frac{E_s}{B(1-\mu^2)}$$

Where : E_s = Young's modulus of soil.
B = Foundation width.
E_F = Young's modulus of foundation material
I_F = moment of inertia of th ecross section fo the foundation.
μ = Poisson's ratio of soil

للأغراض العملية يمكن تعرض المعادلة السابقة إلى :

$$k = \frac{E_s}{B(1-\mu^2)}$$

كما نورد بعض المراجع إمكانية حساب معامل رد فعل التربة من الهبوط الفورى S_i :

$k_s = \Delta q_i / S_i$

ومعامل رد فعل التربة مفيد جدا فى تصميم الطرق والمطارات سواء منها الجاسئ Rigid من الخرسان أو المرنة Flexible من الأسفلت، كما يمكن الحكم على جساءة أو مرونة الأساسات بدلالة معامل رد فعل التربة على النحو الآتى :

For rigid footing	$\lambda L < \pi$
Intermediate	$\pi/4 < \lambda L < \pi$
For flexible footing	$\lambda L > \pi$

where $\lambda = \sqrt[4]{\frac{k_s B}{4 E_C I}}$

$E_c . I$ = Young's modulus and moment of inertio for footing material

ونظرا للتكلفة العالية لاختبار التحميل والزمن الطويل اللازمة للاختبار وصعوبة التقدير الدقيق للهبوط فإن المراجع اقترحت على المصممين قيما تقريبية لمعامل رد فعل التربة لأنواع التربة المختلفة نوجزها فى جدول (٨-٣)٠

جدول (٨-٣) قيم K_s للأساسات على سطح الأرض

Soil	State	K_s MN/m^3
Dry or moist sand	loose (N < 10)	8 - 25
	Medium (N =10-30)	25 - 125
	Dense (N > 30)	125 - 375
Submerged sand	Loose (N < 10)	10 - 15
	Medium (N = 10-30)	35 - 40
	Dense (N > 30)	130-150
Clayay sand	Medium dense	32 - 80
Silty sand	Medium dense	24 - 48
Clay	Stiff (q_u =100-200)	12 - 25
	Very stiff (q_u =200-400)	25 - 50
	Hard (q_u > 400)	> 50

(Note q_u = unconfined compression strength)

كما بين جدول (٨-٤) قيما أخرى مقترحة لمعامل رد فعل التربة

جدول (٨-٤) قيم أخرى لمعامل رد فعل التربة٠

Soil	Unified classification	K_s kg/cm^3
Gravel, gravelly	GW loose	5 - 10
	dense	15 - 20
	GP loose	5 - 10
	dense	10 - 20
	GC	8 - 15
	GM	5 - 15
Sand, Sandy	SW loose	1 - 3
	dense	5 - 15
	SP loose	1 - 3
	dense	5 - 8
	SC	6 - 15
	SM	3 - 8
Clay, Silt	Soft q_u = 0.1-1 kg/cm^2	3 - 5q
	Medium q_u = 1.5-4 kg/cm^2	3 - 5 q
	Hard q_u > 4 kg/cm^2	3 - 5q

حل هيتنى لكمرة على تربة مرنة

The Hetenyi Solution of a Beam on an Elastic Foundation

قدم هيتنى (Hetenyi, 1948) حلا تقليديا لكمرة على أساس مرن وهذا الحل يعتمد على معادلة تفاضلية لكمرة محملة بحمل موزع q، وللكمرة على التربة فإن q يكون رد فعل التربة، وباستخدام معامل رد فعل التربة.

$$q = k_s \cdot y$$

وتكون المعادلة التفاضلية :

$$EI \frac{d^4y}{dx^4} = -q = -k_s \cdot y$$

وهذا الحل يعتمد على فرض وينكلر Winkler الذى يعتبر أن تربة التأسيس عبارة عن مجموعة من اليايات Springs والمعادلة السابقة هى معادلة تفاضلية من الدرجة الرابعة والحل العام لها يضم أربع ثوابت هى D, C, B,A تعين من حالات الحدود عند نهايتى الكمرة تحت الحمل :

$$y = e^{\lambda x}(A \cos \lambda x + B \sin \lambda x) + e^{-\lambda x}(C \cos \lambda x + D \sin \lambda x)$$

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{k_s B}{4EI}}$$

B, E, I = Footing width, elastic modulus of footin gmaterial, and moment of inertio

ويجب أن نتذكر أن :

$dy/dx = \theta$ = slope	الدوران = التفاضل الأول للهبوط
d^2y/dx^2 = M = bending moment	العزم = التفاضل الثانى
d^3y/dx^3 = Q = Shear	القص = التفاضل الثالث
d^4y/dx^4 = P = load	الحمل = التفاضل الرابع

وبين جدول (٨-٥) حل المعادلات التفاضلية لحالات التحميل المبينة فى شكل (٨-١٥) للأحمال المركزة. وعند x = 0 فى شكل (٨-١٥) فإن حالات الحدود :

at x =	Shear	Moment	Slope	Deflection
0	0	C	unknown	unknown
a (load)	+ –	$M_l = -M_r$	$\theta_L = \theta_R$	unknown
L	0	0	unknown	unknown

وحل الكمرة ذات الطول المحدد المحملة بحمل على مسافة a من النهاية اليسرى للكمرة وباستخدام حالات الحدود تأخذ الصورة الآتية :

$$y = \frac{P\lambda}{k_s(\sinh^2 \lambda L - \sin^2 \lambda L)} \{2\cosh \lambda x \cos \lambda x (\sinh \lambda a \cosh \lambda b$$

$$- \sin \lambda L \cosh \lambda a \cos \lambda b) + (\cosh \lambda x \sin \lambda b)$$

$$+ \sinh \lambda x \cos \lambda x)\Big[\sinh \lambda L (\sin \lambda a \cosh \lambda b - \cos \lambda a \sinh \lambda b)$$

$$+ \sin \lambda L (\sinh \lambda a \cos \lambda b - \cosh \lambda a \sin \lambda b)\ \Big]\ \}$$

$$M = \frac{P}{k_s(\sinh^2 \lambda L - \sin^2 \lambda L)} \{2\cosh \lambda x \cos \lambda x (\sinh \lambda a \cosh \lambda b$$

$$- \sin \lambda L \cosh \lambda a \cos \lambda b) + (\cosh \lambda x \sin \lambda b)$$

$$+ \sinh \lambda x \cos \lambda x)\Big[\sinh \lambda L (\sin \lambda a \cosh \lambda b - \cos \lambda a \sinh \lambda b)$$

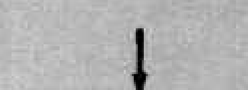
$$+ \sin \lambda L (\sinh \lambda a \cos \lambda b - \cosh \lambda a \sin \lambda b)\ \Big]\ \}$$

جدول (٨-٥) حلول كمرة غير محدودة على أساس مرن.



Concentrated load at end	Moment at end
$y = \frac{2V_1\lambda}{k_s'} D_{\lambda x}$	$y = \frac{-2M_1\lambda^2}{k_s'} C_{\lambda x}$
$\theta = \frac{-2V_1\lambda^2}{k_s'} A_{\lambda x}$	$\theta = \frac{4M_1\lambda^3}{k_s'} D_{\lambda x}$
$M = \frac{-V_1}{\lambda} B_{\lambda x}$	$M = M_1 A_{\lambda x}$
$Q = -V_1 C_{\lambda x}$	$Q = -2M_1\lambda B_{\lambda x}$
Concentrated load at center	**Moment at center**
$y = \frac{P\lambda}{2k_s'} A_{\lambda x}$	$y = \frac{M_0\lambda^2}{k_s'} B_{\lambda x}$ deflection
$\theta = \frac{-P\lambda^2}{k_s'} B_{\lambda x}$	$\theta = \frac{M_0\lambda^3}{k_s'} C_{\lambda x}$ slope
$M = \frac{P}{4\lambda} C_{\lambda x}$	$M = \frac{M_0}{2} D_{\lambda x}$ moment
$Q = \frac{-P}{2} D_{\lambda x}$	$Q = \frac{-M_0}{2} A_{\lambda x}$ shear

The *A*, *B*, *C*, and *D* coefficients are:

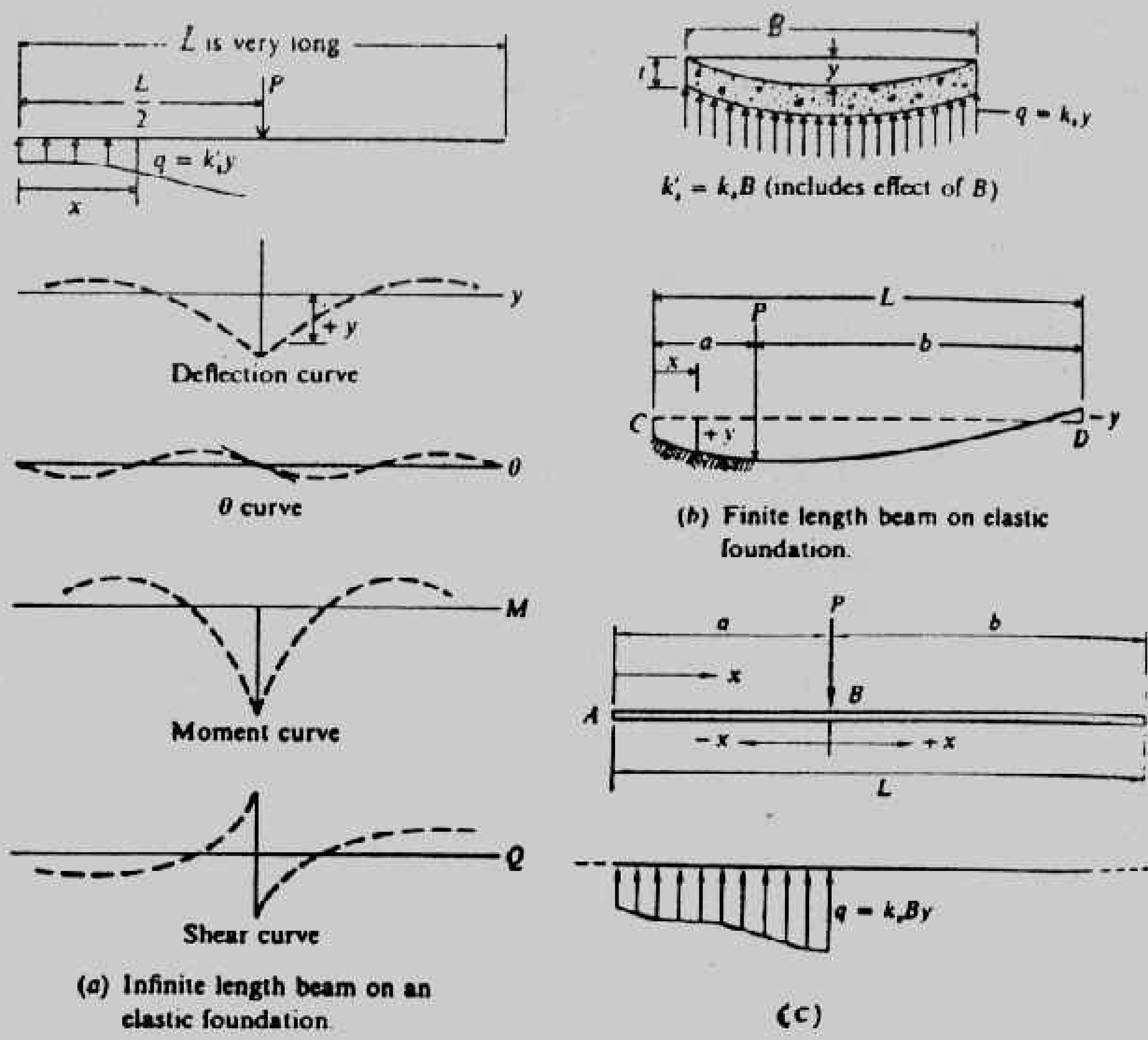


$A_{\lambda x} = e^{-\lambda x}(\cos \lambda x + \sin \lambda x)$

$B_{\lambda x} = e^{-\lambda x} \sin \lambda x$

$C_{\lambda x} = e^{-\lambda x}(\cos \lambda x - \sin \lambda x)$

$D_{\lambda x} = e^{-\lambda x} \cos \lambda x$



(a) Infinite length beam on an elastic foundation

(b) Finite length beam on elastic foundation.

(c)

شكل (٨-١٥) : الكمرة على أساس مرن .

$$Q = \frac{P}{(\sin h^2 \lambda L - \sin^2 \lambda L} \{ \cosh \lambda x \cos \lambda x (\sinh \lambda a \cosh \lambda b$$

$$x \; (\sin \lambda L \cosh \lambda a \cos \lambda b - \sin \; \lambda L \cosh \lambda a \cos \lambda b)$$

$$+ \sinh \lambda x \cos \lambda x) \left[\sinh \lambda L \, (\sin \lambda a \cosh \lambda b - \cos \lambda a \sinh \lambda b) \right.$$

$$\left. + \sin \lambda L \, (\sinh \lambda a \; \cos \lambda b - \cosh \lambda a \sin \lambda b) \; \right] \}$$

والمعادلات السابقة تستخدم إذا كانت x < a أما إذا كانت x > a فإن a توضع مكان b فى المعادلات وتقاس x من ناحية D وهذه المعادلات يمكن أن تكتب فى الصورة الآتية :

$$y = \frac{P\lambda}{k_s} A' \qquad M = \frac{P}{2\lambda} B' \qquad \text{and} \quad Q = PC'$$

حيث 'C'، B'، A هى القيم الباقية من المعادلات السابقة. أما بالنسبة للحمل الموزع، شكل (٨-١٦-C)، وشكل (٨-١٧) فإن الهبوط deflection عند أى نقطة J نتيجة الحمل الموزع هو :

$$y_J = \frac{p\lambda}{2k_s}\left[\int_0^r e^{-\lambda\xi}\{\cos(\lambda\xi)+\sin(\lambda\xi)\}d\xi + \int_0^s e^{-\lambda\xi}\{\cos(\lambda\xi)+\sin(\lambda\xi)\}d\xi\right].$$

والمعادلة السابقة تختصر للمعادلة الآتية بادخال r, s علما بأن r للشمال تؤخذ بإشارة سالبة :

$$y_J = \frac{p}{2k_s}[2 - D(\lambda r) - D(\lambda s)].$$

وبمعرفة s,r يمكن إيجاد الهبوط عند أى نقطة تحت الحمل، وبالمثل يمكن تعيين الدوران والعزم والقص من العلاقات.

$$\theta_J = \frac{pB}{4\lambda}\left[\frac{2\lambda^2}{k_s B}\{A(\lambda r) - A(\lambda s)\}\right]$$

$$M_J = \frac{pB}{4\lambda}\left[\frac{1}{\lambda}\{B(\lambda r) + B(\lambda s)\}\right]$$

$$V_J = \frac{pB}{4\lambda}\left[\{C(\lambda r) - C(\lambda s)\}\right]$$

أما إيجاد الهبوط عند نقطة J خارج الحمل على شماله أو يمينه فيتم بالعلاقات الآتية :

$$y_J = \pm\frac{p}{2k_s}[D(\lambda r) - D(\lambda s)];\ \theta_J = \mp\frac{p\lambda}{2k_s}[A(\lambda r) - A(\lambda s)],$$

$$M_J = \mp\frac{pB}{4\lambda^2}[B(\lambda r) - B(\lambda s)];\ V_J = \frac{pB}{4\lambda}[C(\lambda r) - C(\lambda s)].$$

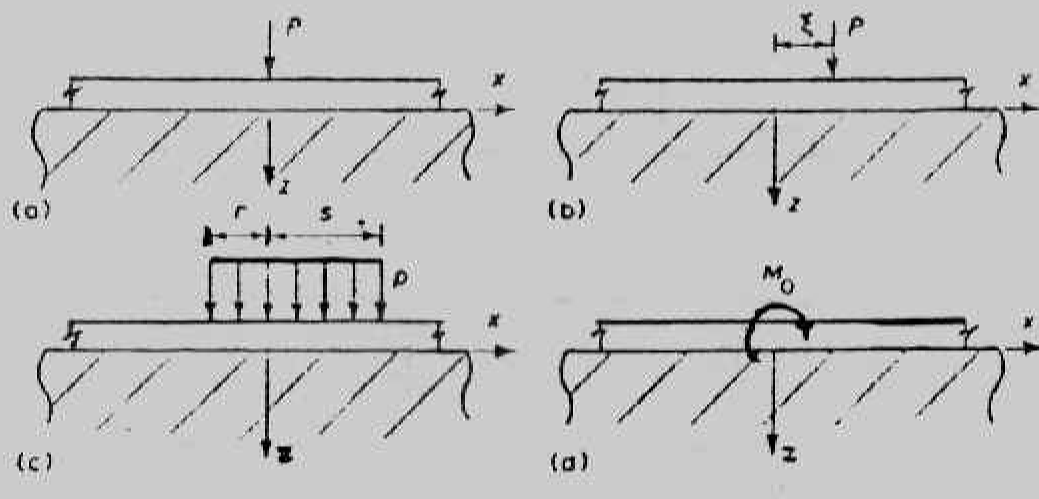
وبالنسبة لكمرات المعرضة لعزم انحناء مركز، شكل (٨-١٦-d) فإن الهبوط والدوران والعزم والقص يتم تعيينهم من المعادلات :

$$[y(x);\theta(x);M(x);V(x)] = \frac{M_0}{B}\left[\frac{\lambda^2}{k_s}B(\lambda x);\frac{\lambda^3}{k_s}C(\lambda x);\frac{B}{2}D(\lambda x);-\frac{\lambda B}{2}A(\lambda x)\right].$$

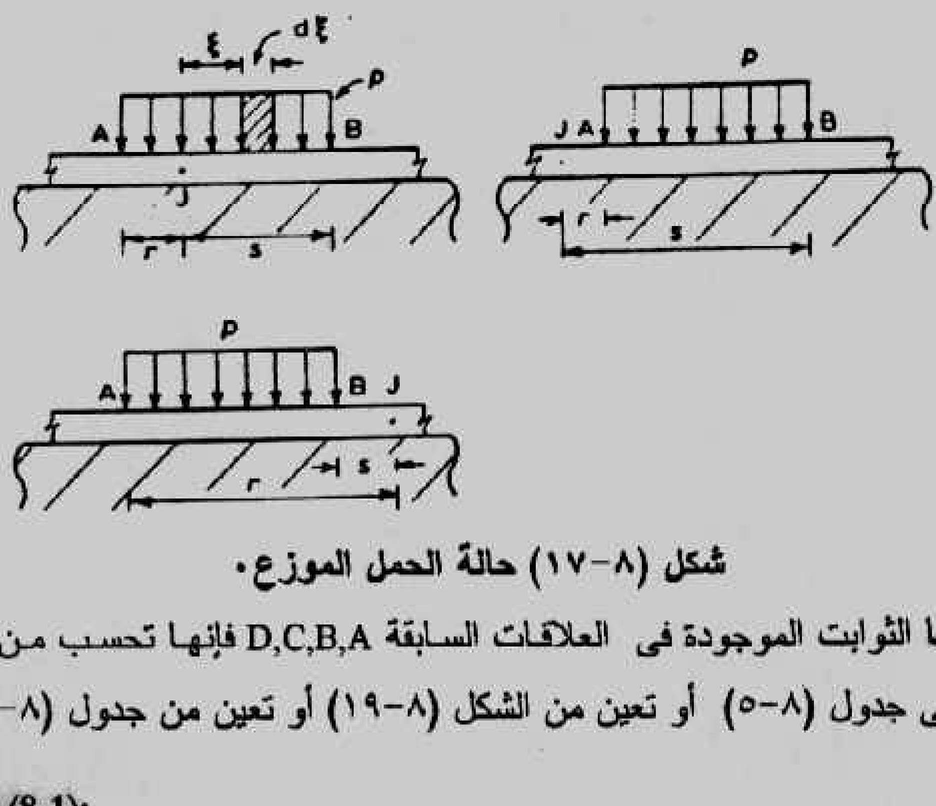
وفى هذه الحالة وعندما يكون العزم فى اتجاه عقرب الساعة فإن y (x) يكون موجه على يمين النقطة تحت الاعتبار وتكون سالبة على الشمال، θ(x) تكون موجبة على اليمين والشمال، وM(x) يكون موجب على اليمين وسالب على الشمال، وQ(x) يكون سالب لكل من الشمال واليمين، وتعكس الإشارات السابقة إذا كانت العزم ضد اتجاه عقرب الساعة.

وحل هيتنى المذكور من السهل تحويله إلى برنامج على الكمبيوتر • ويعيب حل هتنى أنه يغفل وزن الكمرة ويصعب التحميل على الكمرة بأحمال متنوعة كما يصعب تغيير صفات الأساس وتغيير معامل رد فعل التربة على طول الكمرة.

وفى حالة وجود أكثر من حمل على الكمرة فإنه يمكن استخدام مبدأ التجميع (Supperposition) أى حل الكمرة عدة مرات، كل مرة تحت تأثير حمل واحد ثم يتم تجميع النتائج على الكمرة كما فى شكل (٨-١٨).



شكل (٨-١٦) الأحمال المختلفة على الكمرة.

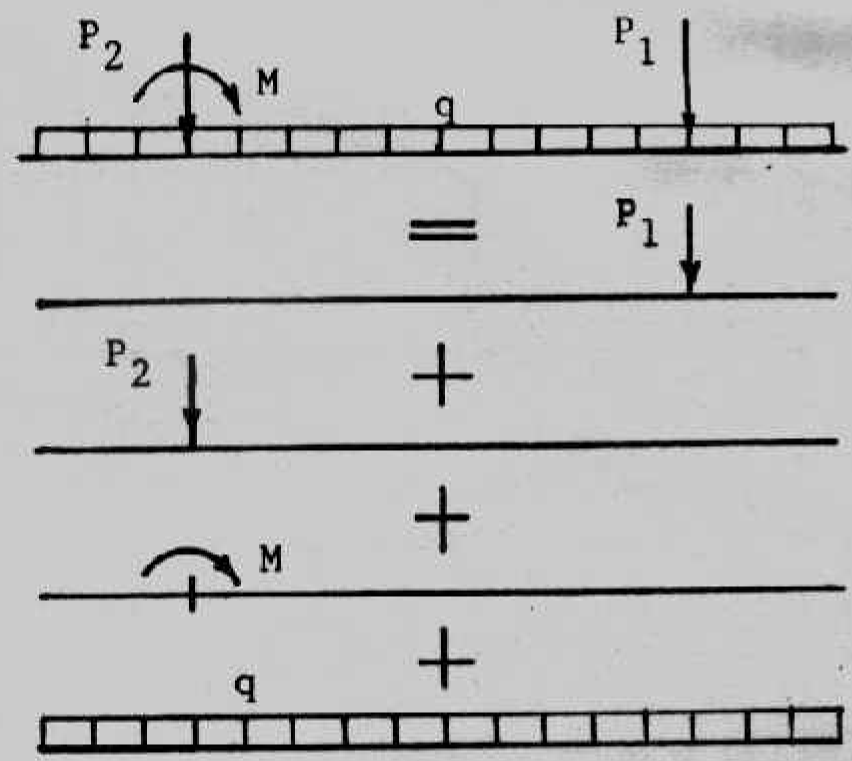


شكل (٨-١٧) حالة الحمل الموزع.

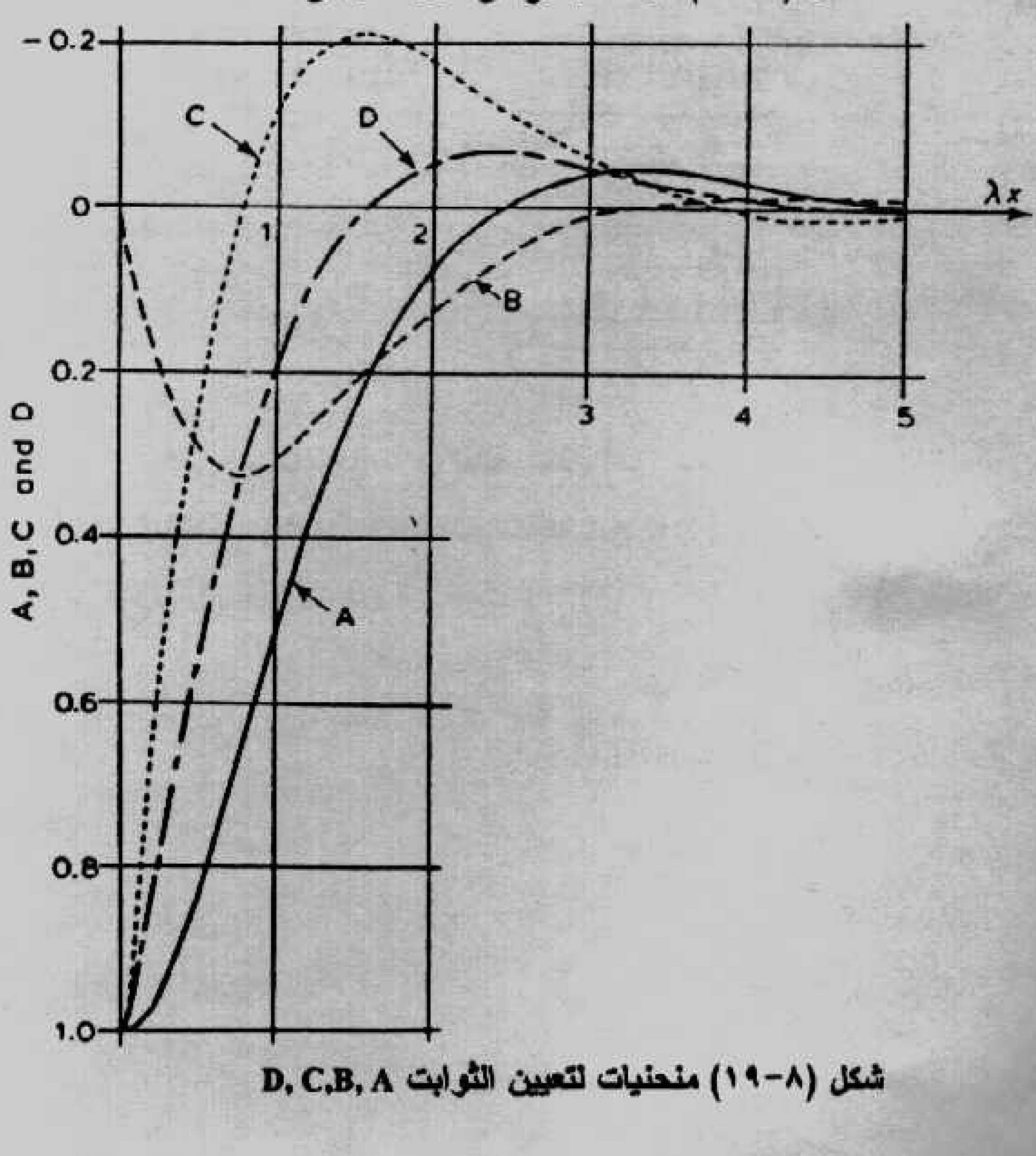
أما الثوابت الموجودة فى العلاقات السابقة D,C,B,A فإنها تحسب من العلاقات الموجودة فى جدول (٨-٥) أو تعين من الشكل (٨-١٩) أو تعين من جدول (٨-٦).

Example (8-1):

Solve the beam shown in Fig. (8-20) using Heteny solution, B = 3.048m, k_s = 1.540 kN/m^3, E_c = 22408756 kN/m^2



شكل (٨-١٨) مبدأ التجميع فى طريقة هيتنى.

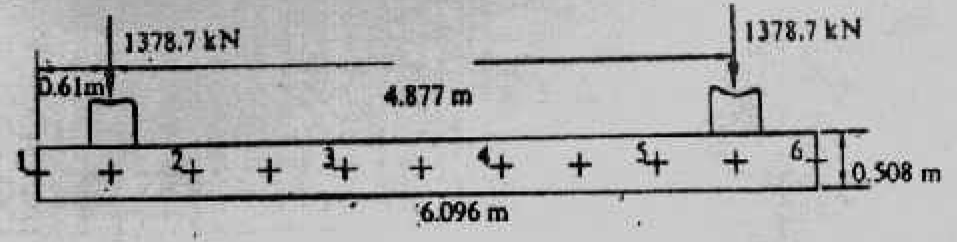


شكل (٨-١٩) منحنيات لتعيين الثوابت D, C,B, A

جدول (٨-٦) تعيين الثوابت D, C,B, A

Functions A, B, C, D, E_1 and E_2 for use with the Winkler model

λx	A	B	C	D	E_1	E_2	λx	A	B	C	D	E_1	E_2
0	1.0000	0	1.0000	1.0000	∞	∞	3.6	−0.0366	−0.0121	−0.0124	−0.0245	1.0256	0.9771
0.1	0.9907	0.0903	0.8100	0.9003	2.7634	1492.537	3.7	−0.0341	−0.0131	−0.0079	−0.0210	1.0276	0.9751
0.2	0.9651	0.1627	0.6398	0.8024	1.5265	233.645	3.8	−0.0314	−0.0137	−0.0040	−0.0177	1.0287	0.9738
0.3	0.9267	0.2189	0.4888	0.7077	1.1249	74.6826	3.9	−0.0286	−0.0140	−0.0008	−0.0147	1.0292	0.9732
0.4	0.8784	0.2610	0.3564	0.6174	0.9323	34.8797	4.0	−0.0258	−0.0139	0.0019	−0.0120	1.0290	0.9733
0.5	0.8231	0.2908	0.2415	0.5323	0.8239	19.7941	4.1	−0.0231	−0.0136	0.0040	−0.0095	1.0282	0.9738
0.6	0.7628	0.3099	0.1431	0.4530	0.7584	12.6566	4.2	−0.0204	−0.0131	0.0057	−0.0074	1.0271	0.9747
0.7	0.6997	0.3199	0.0599	0.3798	0.7178	8.8028	4.3	−0.0179	−0.0125	0.0070	−0.0054	1.0258	0.9758
0.8	0.6354	0.3223	−0.0093	0.3131	0.6931	6.5147	4.4	−0.0155	−0.0117	0.0079	−0.0038	1.0241	0.9773
0.9	0.5712	0.3185	−0.0657	0.2527	0.6795	5.0582	4.5	−0.0132	−0.0108	0.0085	−0.0023	1.0222	0.9790
1.0	0.5083	0.3096	−0.1108	0.1988	0.6739	4.0740	4.6	−0.0111	−0.0100	0.0089	−0.0011	1.0205	0.9805
1.1	0.4476	0.2967	−0.1457	0.1510	0.6745	3.3807	4.7	−0.0092	−0.0091	0.0090	+0.0001	1.0186	0.9822
1.2	0.3899	0.2807	−0.1716	0.1091	0.6800	2.8746	4.8	−0.0075	−0.0082	0.0089	0.0007	1.0167	0.9839
1.3	0.3355	0.2626	−0.1897	0.0729	0.6892	2.4967	4.9	−0.0059	−0.0073	0.0087	0.0014	1.0149	0.9857
1.4	0.2849	0.2430	−0.2011	0.0419	0.7017	2.2066	5.0	−0.0046	−0.0065	0.0084	0.0019	1.0132	0.9872
1.5	0.2384	0.2226	−0.2068	0.0158	0.7166	1.9802	5.1	−0.0033	−0.0057	0.0080	0.0023	1.0115	0.9889
1.6	0.1959	0.2018	−0.2077	−0.0059	0.7338	1.7997	5.2	−0.0023	−0.0049	0.0075	0.0026	1.0099	0.9903
1.7	0.1576	0.1812	−0.2047	−0.0235	0.7524	1.6550	5.3	−0.0014	−0.0042	0.0069	0.0028	1.0084	0.9918
1.8	0.1234	0.1610	−0.1985	−0.0376	0.7724	1.5369	5.4	−0.0006	−0.0035	0.0064	0.0029	1.0071	0.9931
1.9	0.0932	0.1415	−0.1899	−0.0484	0.7933	1.4396	5.5	0.0000	−0.0029	0.0058	0.0029	1.0059	0.9943
2.0	0.0667	0.1230	−0.1794	−0.0563	0.8145	1.3593	5.6	0.0005	−0.0023	0.0052	0.0029	1.0047	0.9953
2.1	0.0439	0.1057	−0.1675	−0.0618	0.8358	1.2927	5.7	0.0010	0.0018	0.0046	0.0028	1.0036	0.9964
2.2	0.0244	0.0895	−0.1548	−0.0652	0.8571	1.2365	5.8	0.0013	−0.0014	0.0041	0.0027	1.0028	0.9972
2.3	0.0080	0.0748	−0.1416	−0.0668	0.8775	1.1900	5.9	0.0015	−0.0010	0.0036	0.0026	1.0021	0.9979
2.4	−0.0056	0.0613	−0.1282	−0.0669	0.8974	1.1505	6.0	0.0017	−0.0007	0.0031	0.0024	1.0014	0.9986
2.5	−0.0166	0.0492	−0.1149	−0.0658	0.9160	1.1175	6.1	0.0018	−0.0004	0.0026	0.0022	1.0008	0.9992
2.6	−0.0254	0.0383	−0.1019	−0.0636	0.9336	1.0895	6.2	0.0019	−0.0002	0.0022	0.0020	1.0003	0.9997
2.7	−0.0320	0.0287	−0.0895	−0.0608	0.9498	1.0660	6.3	0.0019	+0.0001	0.0018	0.0018	0.9999	1.0001
2.8	−0.0369	0.0204	−0.0777	−0.0573	0.9642	1.0466	6.4	0.0018	0.0003	0.0015	0.0017	0.9997	1.0003
2.9	−0.0403	0.0132	−0.0666	−0.0534	0.9772	1.0303	6.5	0.0018	0.0004	0.0012	0.0015	0.9994	1.0005
3.0	−0.0423	0.0070	−0.0563	−0.0493	0.9883	1.0067	6.6	0.0017	0.0005	0.0009	0.0013	0.9992	1.0008
3.1	−0.0431	0.0019	−0.0469	−0.0450	0.9982	1.0059	6.7	0.0016	0.0006	0.0006	0.0011	0.9990	1.0010
3.2	−0.0431	−0.0024	−0.0383	−0.0407	1.0065	0.9969	6.8	0.0015	0.0006	0.0004	0.0010	0.9989	1.0011
3.3	−0.0422	−0.0058	−0.0306	−0.0364	1.0131	0.9899	6.9	0.0014	0.0006	0.0002	0.0008	0.9988	1.0012
3.4	−0.0408	−0.0085	−0.0237	−0.0323	1.0184	0.9844	7.0	0.0013	0.0006	0.0001	0.0007	0.9988	1.0012
3.5	−0.0389	−0.0106	−0.0177	−0.0283	1.0226	0.9801							



Note alternate coding and metric units

شكل (٨-٢٠) : مثـــال (٨-١).

Solution :

$$I = 3.048 \times 0.5083/12 = 0.0332982 \text{ m}^4$$

$$\lambda = 4\sqrt{\frac{k_s.B}{4IE}} = 4\sqrt{\frac{7540.5 x 3.048}{4 x 0.033285 x 22408736}} = 0.29623$$

يبين الجدول (٨-٧) الهبوط والعزم والقص على المسافات المختلفة على طول الكمرة وذلك بالنسبة للحمل P1 على مسافة :

0.61/6.096 = 0.1L

ويبين جدول (٨-٨) الهبوط والعزم والقص على المسافات المختلفة على طول الكمرة وذلك بالنسبة للحمل P_2 على مسافة.

5.486/6.096 = 0.9 L

أما جدول (٨-٩) فيبين نتائج تطبيق مبدأ التجميع للحالتين السابقتين وفيه نجد الهبوط والعزم والقص الكلى على الكمرة.

ويبين شكل (٨-٢١) القوى الداخلية والهبوط على طول الكمرة.

جدول (٨-٧) الهبوط والعزم والقص للحمل P_1

```
BETA =  1.806    LAMBDA = 0.29623    COL DIST =  0.6096 M
FTG LENGTH =   6.096 M     FTG WIDTH =  3.0480 M     FTG DEPTH = 0.5080 M
SOIL MODULUS =  7540.50 KN/SQ M    MOD ELAST =22408736.0 KN/SQ M
MOM OF INERTIA =0.332985E-01 M **4    COL LOAD =  1378.72 KN
```

DIST	LOAD AT 0.1 L DEF	MOM	SHEAR
0.0	1.9793	0.0	0.0
0.1	1.6693	0.0612	0.3295
C.1	1.6693	0.0612	-0.6705
C.2	1.3586	-0.1299	-0.3972
0.3	1.0559	-0.2324	-0.1794
0.4	0.7680	-0.2659	-0.0149
0.5	0.4971	-0.2493	0.0990
0.6	0.2424	-0.2001	0.1656
0.7	0.0006	-0.1351	0.1873
0.8	-0.2324	-0.0700	0.1663
0.9	-0.4607	-C.0200	0.1037
1.0	-0.6876	-0.0000	0.0000

جدول (٨-٨) الهبوط والعزم والقص للحمل P2

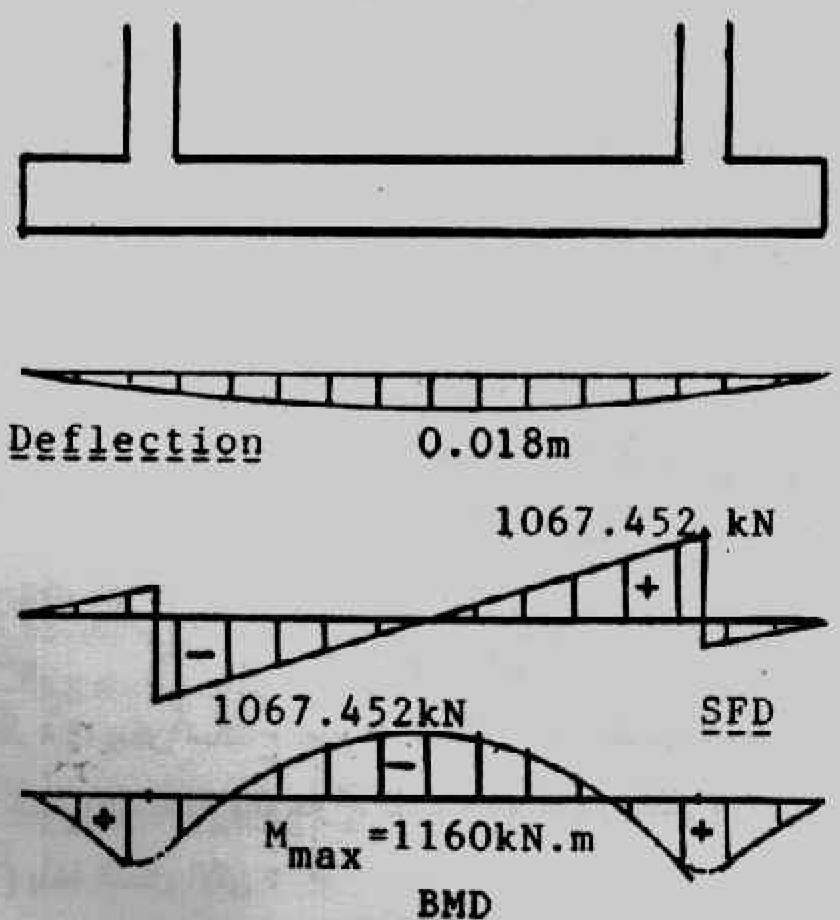
```
BETA =  1.806    LAMBDA = 0.29623   COL DIST =  5.4860 M
FTG LENGTH =    6.096 M      FTG WIDTH =   3.0480 M      FTG DEPTH = 0.5080 M
SOIL MODULUS =   7540.50 KN/SQ M    MOD ELAST =22408736.C KN/SQ M
MOM OF INERTIA =0.332985E-01 M **4      CCL LOAD =  1378.72 KN
LOAD AT 0.9 L
```

DIST	DEF	MOM	SHEAR
0.0	-0.6876	0.0	0.0
0.1	-0.4607	-0.0200	-0.1037
C.2	-0.2324	-0.0700	-0.1663
0.3	0.0006	-0.1351	-0.1873
0.4	0.2424	-0.2001	-0.1656
C.5	0.4971	-0.2493	-0.0990
0.6	0.7680	-0.2659	0.0149
0.7	1.0559	-0.2324	0.1794
0.8	1.3586	-0.1299	0.3972
0.9	1.6693	0.0612	0.6705
0.9	1.6693	0.0612	-0.3295
1.0	1.9793	-0.0000	-0.0000

جدول (٨-٩) تجميع الهبوط والعزم والقص.

TOTAL CEFL, MOM AND SHEAR AT 0.1 PTS ARE:

DIST.M	DEF.M	MOM.KN-M	SHEAR.KN
0.0	0.C23	0.0	0.0
0.6096	0.021	95.924	311.264
0.6096	0.021	95.922	-1067.451
1.2192	0.C20	-465.2C0	-776.927
1.8288	0.019	-855.230	-505.608
2.4384	0.018	-1084.614	-248.887
3.0480	0.018	-1160.274	-0.000
3.6576	0.018	-1084.617	248.887
4.2672	0.019	-855.232	505.607
4.8768	0.C20	-465.199	776.927
5.4864	0.021	95.921	1067.452
5.4864	0.021	95.926	-311.264
6.0960	0.023	-0.001	0.C01

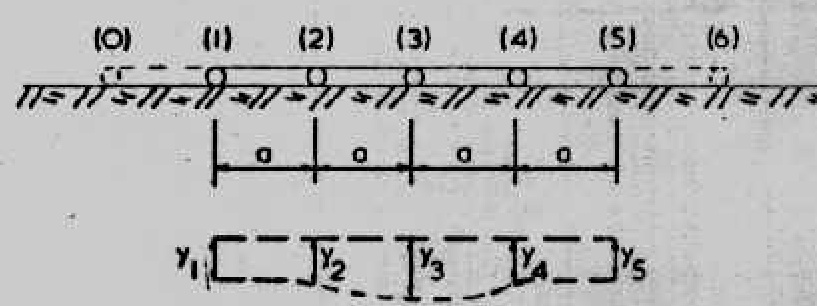


شكل (٨-٢١) القوى الداخلية و الهبوط على الكمره

طريقة الفروقات المحدودة The Finite Differences Method :

طريقة الفروقات المحدودة قدمها العالم مالتر Malter 1960 وسوف نعرضها هنا ليس لأنها سهلة التطبيق ولكن لأنها مناسبة لحل مسائل الأساسات وخاصة الأساسات المشتركة لأى عدد من الأعمدة واللبشة.

وفى هذه الطريقة توجد بعض التقريبات : الأول منها أن الكمرة beam التى تدرس تتكون من عدد من المقاطع المتساوية الطول. وهذا العدد من المقاطع يجب ألا يقل عن أربعة فى الكمرات العادية ولا يقل عن ثمانية فى كمرات الأساس. وكلما زاد عدد المقاطع كلما زادت الدقة. وننصح بعدد من المقاطع قدره عشرة أو أكثر للحصول على دقة مقبولة والشكل رقم (٨-٢٢) يبين كمرة مقسمة إلى أربعة أقسام متساوية والهبوط تحت النقط العقدية Nodal points ١، ٢، ٣، ٤، ٥ هى y_1, y_2, y_3, y_4, y_5.



شكل (٨-٢٢) كمرة بأربع أقسام

بأخذ النقطة العقدية الداخلية (2)

فى اتجاه 1-2
$$dy/dx \approx \Delta y/\Delta x = \frac{y_1 - y_2}{a}$$

فى اتجاه 2-3
$$dy/dx \approx \Delta y/\Delta x = \frac{y_2 - y_3}{a}$$

أى أن :
$$d^2y/dx^2 \approx \frac{\Delta^2 y}{\Delta x^2} = \frac{\Delta\left(\frac{\Delta y}{\Delta x}\right)}{\Delta x}$$

$$= \frac{1}{a}\left(\frac{y_1 - y_2}{a} - \frac{y_2 - y_3}{a}\right) = \frac{y_1 - 2y_2 + y_3}{a^2}$$

وعند النقط 3,4، يمكن استنتاج تعبيرات مماثلة. أما بالنسبة للنقط الخارجية 5,1 فيمكن تخيل وجود نقطة (0)، نقطة (6) خارج الكمرة (تقريب رياضى) وتعبير الفروقات المحدودة لنقطة (١) يأخذ الشكل الآتى :

$$\frac{y_0 - 2y_1 + y_2}{a^2}$$

والعلاقات بين عزم الانحناء والهبوط على طول الكمرة تعطى فى صورة المصفوفة:

$$\begin{bmatrix} M_1 \\ M_2 \\ M_3 \\ M_4 \\ M_5 \\ \end{bmatrix} = -\frac{EI}{a^2} \begin{bmatrix} 1 & -2 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & -2 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & -2 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & -2 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & -2 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & -2 & 1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} y_0 \\ y_1 \\ y_2 \\ y_3 \\ y_4 \\ y_5 \\ y_6 \end{bmatrix}$$

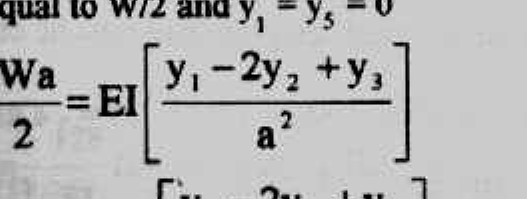
y_6، y_5 قيم تخيلية ولذا يجب أن تزال من المعادلة. وهذا يحدث من إزالة العمود الأول والأخير من المصفوفة.

$$\begin{bmatrix} M_1 \\ M_2 \\ M_3 \\ M_4 \\ M_5 \end{bmatrix} = -\frac{EI}{a^2} \begin{bmatrix} -2 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 1 & -2 & -1 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & -2 & -1 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & -2 & 1 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & -2 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} y_1 \\ y_2 \\ y_3 \\ y_4 \\ y_5 \end{bmatrix}$$

والأمثلة الآتية (٨-٢)، (٨-٣) توضح كيفية تطبيق طريقة الفروقات المحدودة لإيجاد الترحيم Deflection الأقصى لكمرة بسيطة الإرتكاز ومعرضة لحمل مركز فى منتصفها فى المثال (٨-٢) ولكمرة معرضة لعزم انحناء خارجى مركز فى المثال (٨-٣).

Example (8-2):

A simply supported beam of uniform EI carries a central load W. Assuming the the beam is split into four equal sections determine an expression for the central deflection of the beam. Asusme that supports 1 and 5 do not yield. The beam is illustrated in Fig. (8-23).



شكل (٨-٢٣) مثال (٨-٢)

The two reactions are equal to W/2 and $y_1 = y_5 = 0$

$$-M_2 = -\frac{W}{2} x a = -\frac{Wa}{2} = EI\left[\frac{y_1 - 2y_2 + y_3}{a^2}\right] \qquad (1)$$

$$-M_3 = -\frac{W}{2} x 2a = -Wa = EI\left[\frac{y_2 - 2y_3 + y_4}{a^2}\right] \qquad (2)$$

$$-M_4 = -\frac{W}{2} \text{ x } 3a \text{ x } Wa = -\frac{Wa}{2} = EI\left[\frac{y_3 - 2y_4 + y_5}{a^2}\right] \qquad (3)$$

But $y_1 = y_5 = 0$ ∴ equations can be rewritten :

$$-2y_2 + y_3 = -\frac{Wa^3}{2EI} \qquad (1)$$

$$y_2 - 2y_3 + y_4 = -\frac{Wa^3}{EI} \qquad (2)$$

$$y_3 + 2y_4 = -\frac{Wa^3}{2EI} \qquad (3)$$

From (1), $y_2 = \frac{Wa^3}{4EI} + \frac{y_3}{2}$ and from (3), $y_4 = \frac{Wa^3}{2EI} + \frac{y_3}{2}$

Substituting in (2) $\frac{Wa^3}{4EI} + \frac{y_3}{2} - 2y_3 + \frac{Wa^3}{4EI} + \frac{y_3}{2} = -\frac{Wa^3}{EI}$

i.e. $y_3 = \frac{3}{2}\frac{Wa^3}{EI}$

But a = L/4 ∴ $y_3 = \frac{3}{128}\frac{Wa^3}{EI}$

Note : Theoretical solution is $y_3 = \frac{Wa^3}{48EI}$

Example (8-3):

A simply supported beam of uniform cross section has a span of 16m and is subjected to a clockwise moment of 16kNm at the point shown in Fig. (8-24).

Considering bending effects only determine an expression, by finite differences, for the deflection of the beam at the pont of application of the moment. It can be assumed that the supports of the beam are unyielding.

First find the reactions at the supports and then determine the bending moment diagram.

Taking moments about the left hand support :

Q_5 x 16-16 = 0 ∴ Q_5 = 1kN upwards.

Taking moments about right hand support :

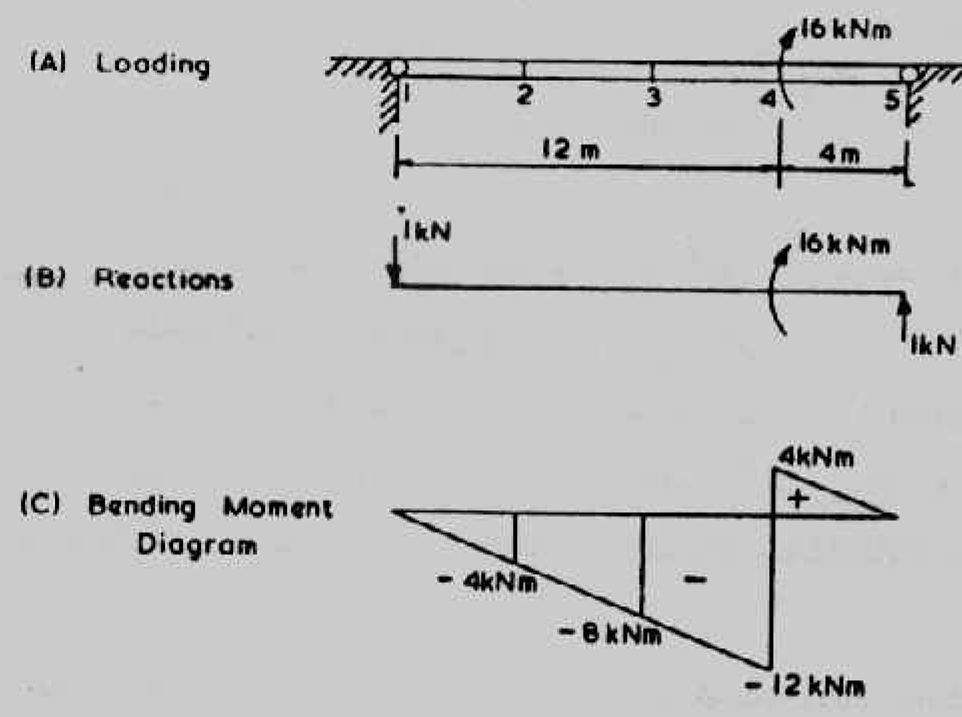
Q_1 x 16 + 16 = 0 ∴ Q_1 = 1 kN downwards.

The bending moment diagram can now be obtained and values assigned to each nodal point :

M_2 = - 4 kNm; M_3 = -8 kNm; M_4 = 1/2 (4-12) = - 4 kNm

$$-M_2 = 4 = EI\,\frac{y_1 - 2y_2 + y_3}{a^2} \qquad (1)$$

$$-M_3 = 8 = EI\,\frac{y_2 - 2y_3 + y_4}{a^2} \qquad (2)$$



شكل (٨-٢٤) مثال (٨-٣)

$$-M_4 = 4 = EI\,\frac{y_3 - 2y_4 + y_5}{a^2} \qquad (3)$$

But $\quad y_1 = y_5 = 0$

$\therefore$ From (1) $\quad y_2 = \frac{2a^2}{EI} + \frac{y_3}{2}$

From (3) $\quad y_3 = \frac{4a^2}{EI} + 2y_4$

Substituting in (2) for y_3 :

$$\frac{2a^2}{EI} + \frac{y_3}{2} - 2y_3 + y_4 = \frac{8a^2}{EI}$$

$$\therefore -\frac{2a^2}{EI} - \frac{3y_3}{2} + y_4 = \frac{8a^2}{EI}$$

and substituting for y_3 :

$$-\frac{2a^2}{EI} - \frac{3}{2} x \frac{4a^2}{EI} - \frac{3x2y_4}{2} + y_4 = \frac{8a^2}{EI}$$

$$\therefore y_4 = -\frac{8a^2}{EI} - \frac{8x4^2}{EI} = -\frac{128}{EI} \text{(an upward deflection)}$$

طرق تصميم الأساسات المشتركة بطريقة الفروق المحدودة :

توجد ثلاث مداخل مختلفة لتصميم الأساسات المشتركة وهى :

١- طريقة الجساءة Conventional Method or Rigid Method

وفروض هذه النظرية هى :

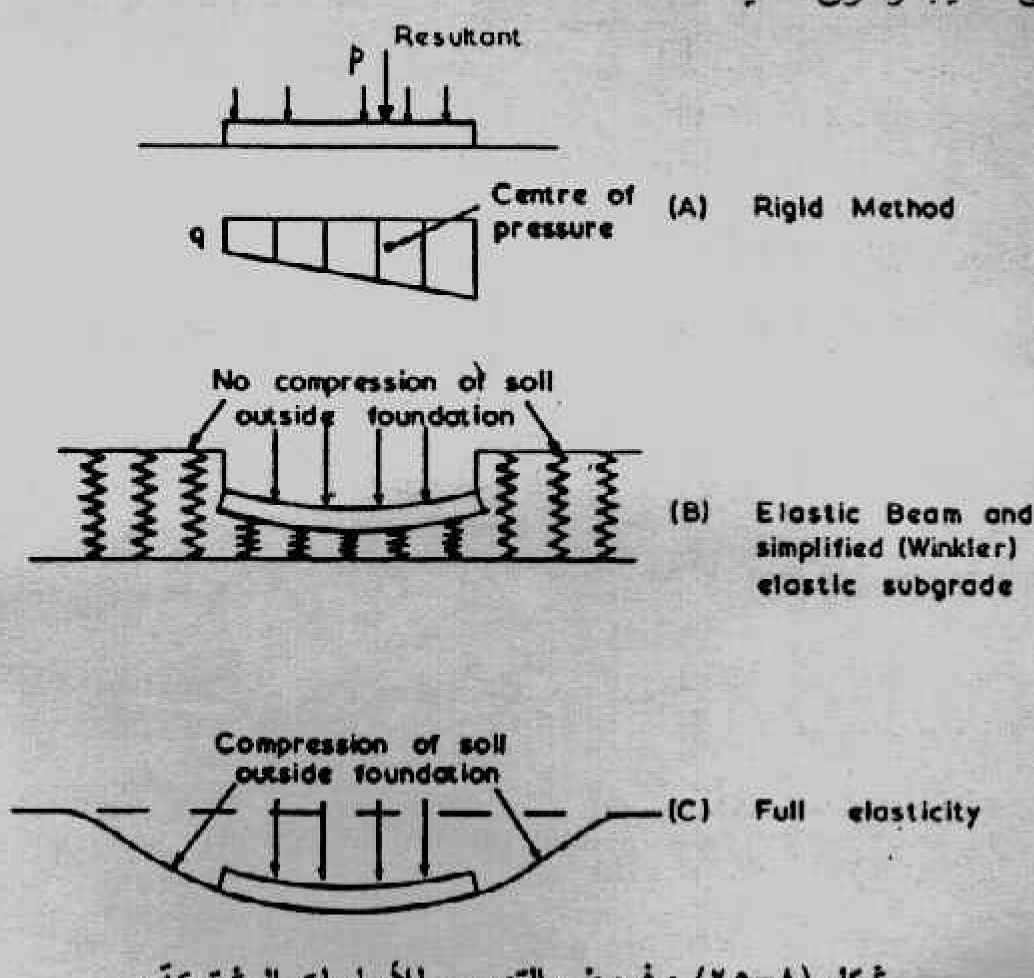
أ - الأساس يفترض أنه جاسئ تماما وهبوطه لا يؤثر فى ضغط التماس.

ب- ضغط التماس منتظم التوزيع أو ذو توزيع خطى.

٢- طريقة الأساس المرن والأرضية بسيطة المرونة (شكل ٨-٢٥) Elastic foundation with a simplified elastic subrade يفترض فى هذه الطريقة أن التربة تعمل كيايات Springs على أبعاد متساوية وكل منها يعمل بمفرده دون ارتباط بالآخرين ويعبر عن الأساس بـ IE .

٣- طريقة الأساس وما تحت الأساس (الأرضية) مرنين Elastic foundation and subgrade يعبر عن جساءة الأساس أيضا بـ IE وتربة التأسيس تعرض على أنها كاملة المرونة Fully elastic وخاضعة لقانون هوك Hook's law فى جميع الاتجاهات شكل (٨-٢٥).

وطريقة الجساءة تتم بكمية أقل من الحسابات عن الطريقتين الآخريتين اللتين تحتاجان إلى أساليب وطرق عددية.



شكل (٨-٢٥) : فروض التصميم للأساسات المشتركة.

استخدام أسلوب الفروقات المحدودة لتطبيق طريقة الأساس المرن وما تحت

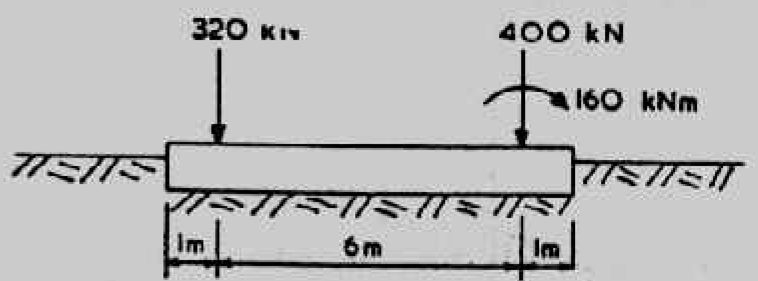
الأساس بسيط المرونة : **Elastic foundation with a simplified elastic subgrade**

يستخدم تكنيك الفروقات المحدودة لتطبيق طريقة الأساس المرن والأرضية بسيطة المرونة وسوف نقدم طريقة الحل فى المثالى التالى مع حله أيضا بالطريقة التقليدية لتوضيح الفروق فى النتائج.

Example (8-4):

Assume that fig. (8-26) represents a typical foundation beam subjected to the loading shown and that it is required to obtain the bending moment and shear force diagrams for the beam. The subgrade can be assumed to be a stiff clay.

So that the values obtained from each method can be compared it will be assumed taht the beam is of reinforced concrete and has a constant cross section of 500 mm deep by 700 mm wide. The beam carries a uniform load, including its own weight, of 16 kN/m run.



شكل (٨-٢٦) : مثال (٨-٤).

(a) Solution by rigid method :

The procedure is as follows :

Determine R_v, the resultant vertical force of the applied loading

Determine e, the eccentricity of R_v about the centre line of the foundation.

Determine maximum and minimum bearing pressures from standard formulae

Determine shear force and bending moment values.

$$R_v = 400 + 320 + 116 \times 8 = 848 \text{ kN}.$$

Taking moments about left hand edge of beam :

$$R_v X = 16 \times \frac{8^2}{2} + 320 \times 1 + 400 + 7 + 160$$

Where x : distance of Rv from left hand edge

$$\therefore x = \frac{3792}{848} = 4.472 \text{ m}$$

= 4.472 m

and R_v acts at e = 0.472 m to the right of the centre line of the foundation. the maximum and minimum bearing pressures can be obtained from standard formulae available in most soils text books.

In this case with is within the middle third and

$$q_{min}^{max} = \frac{R_v}{L}\left(1 \pm \frac{6e}{L}\right) \times \frac{1}{B}$$

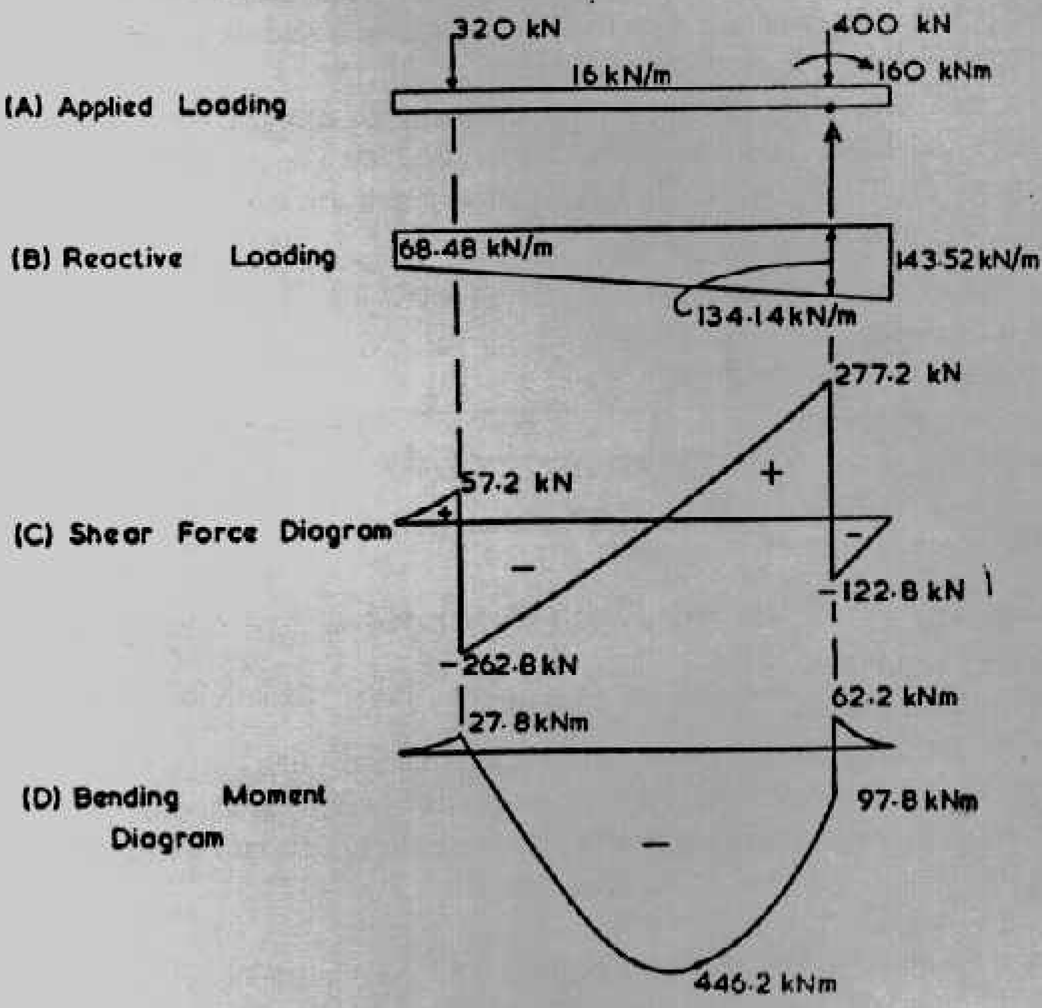
$$= \frac{848}{8}\left(1 \pm \frac{6x0.472}{8}\right) \times \frac{1}{0.7}$$

= 205.02 and 97.83 kN/m^2

In order to draw the shear force diagram it is best to think of q, not as a pressure, but as a uniformly varying load beaneath the foundation. Maximum upward force = 0.7 x 205.02 = 143.52kN/m.

Minimum upward force = 0.7 x 97.83 = 68.48 kN/m.

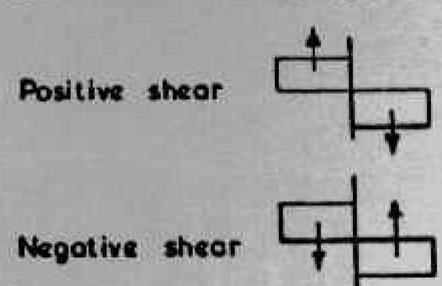
The P and Q" force system, the downward and upward reactive forces at relevant sections along the beam, can now be evaluated and the bending moment and shear force diagrams obtained (Fig. 8-27).



شكل (٨-٢٧) : الحل التقليدى .

The calculations are straighforward and only typial ones will be shown.

Shear force-conventions is :



Shear force at point A :

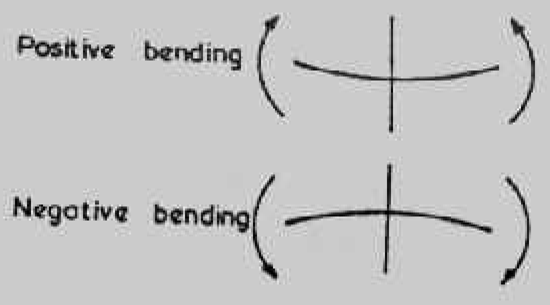
Considering forces to the right of A (i.e. without the 400 kN load)

$$F = -\frac{(143.52 + 134.14)}{2} \times 1.0 + 16 \times 1.0 = -122.83 \text{ kN}$$

Considering forces the left of A (i.e. with the 400 kN load)

F = 400 - 122.83 = 277.17 kN.

Bending moment-convention is



Bending moment at A :

Considering forces to the right of A (i.e. without the 160 kNm moment).

$$M = 134.1\ \frac{1}{2} + \frac{9.38}{2}\ x\ \frac{2}{3} - 16\ x\ \frac{1}{2} = 62.2\ \text{kNm}$$

Considering the effect of the 160 kNm moment will give

$M = 62.2 - 160 = -97.8$ kNm.

Various points along the beam can be selected for evaluation of bending moments and the resulting diagram is as shown in Fig. (8-27) Maximum bending moment is 446 kNm.

(b) Solution by elastic foundation with a simplified elastic subgrade :

Depth of beam = 500 mm

Width of beam = 700 mm

The following properties will be assumed :

Modulus of elasticity for concrete, $E_c = 20000\ MN/m^2$

Modulus of subgrade reaction, $K_{s_1} = 30\ MN/m^3$

للحصول على دقة معقولة يقسم الأساس إلى ثمانية مقاطع متساوية الطول يتسع نقط عقدية،
ولكننا هنا ولتوضيح التكنيك والطريقة المستخدمة سوف نقسم الأساس إلى أربعة مقاطع
وخمس نقط كما فى شكل (٨-٢٨-A) وبذلك يكون طول كل مقطع $a = 2m$
وعند الخمس نقاط العقدية نفرض أن الهبوط deflections هو y_1, y_2, y_3, y_4, y_5 ويكن ضغط
التماس هو :

$q = k_s y$

$q_1 = k_s y_1$

كما يجب تعيين ks من k_{s_1} للطين الصلب stiff clay

There are five nodal points; let their deflections be y_1, y_2, y_3, y_4 and y_5.

Then $q_1 = k_s y_1$; $q_2 = k_s\ y_2$....etc.

For a stiff clay ks = (ks1/b) x 0.305 = 20/0.7 x 0.305 = 12 MN/m3

Moment of inertia of beam = $(1/12)\ BD^3$

$EI = 20000\ (1/12)\ 0.7(0.5)^3 = 145.75\ Mnm^2$.

Assume that the contact pressures act as concentrated upward reactive forces, Q_1, Q_2, Q_3, Q_4 and Q_5 at the nodal ponts 1,2,3,4, and 5.

$Q_1 = q_1$ x area $= q_1$ x a/2 x B $= k_s y_1$ a/2 B

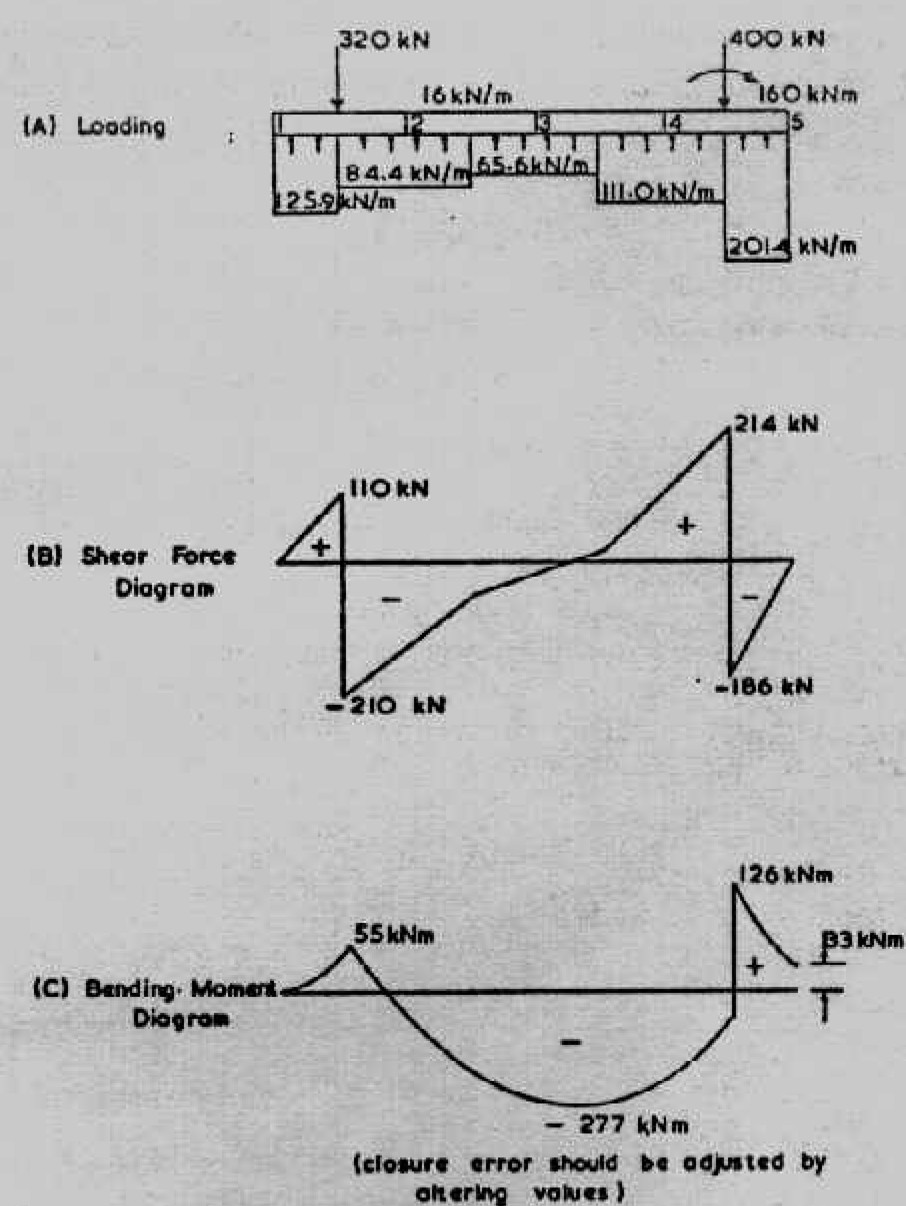
$= 13\ (2/2)\ 0.7 \times y_1 = 9.1\ y_1$

Similarly, $Q_2 = 18.2\ y_2$...etc.

There is no applied moment at either end of the beam so it can be assumed that points 1 and 5 are not fixed and that $M_1 = M_5 = 0$.

Expressions for M_2, M_3 and M_4 can be evaluated :

$M_2 = Q_1 \times 2 - 320 \times 1 - 16 \times 22/2 = 18.2\ y_1 - 352$ (1)



شكل (٨-٢٨) طريقة الأساس وما تحته بسيط المرونة (٤ شرائح)٠

$$M_3 = 26.4\, y_1 + 36.4\, y_2 - 1088 \qquad (2)$$

$$M_4 = 54.6\, y_1 + 72.8\, y_2 + 36.4\, y_3 - 1888 \qquad (3)$$

we know that $-M = EI\, d^2y/dx^2$

and, from Appendix III : $d^2y/dx^2 = \dfrac{y_1 - 2y_2 + y_3}{a^2}$

hence, equation 1 may be rewritten as :

$$-18.2\, y_1 = \frac{145.750}{4}(y_1 - 2y_2 + y_3)$$

i.e. $1.5\, y_1 - 2y_2 + y_3 = 0.66$ (1)

Similarly for equations 2 and 3 :

$$1.0\, y_1 + 2.0\, y_2 - 2y_3 + y_4 = 29.86 \qquad (2)$$

$$1.5\, y_1 + 2.0\, y_2 + 2.0\, y_3 - 2.0\, y_4 + 1.0\, y_5 = 51.81 \qquad (3)$$

(Note that EI is expressed as 145.750 Mnm^2 so that they values will be in millimeters).

There are five unknowns (y_1 to y_5) so two further simultaneous equations are required. These can be obtained by equating M_1 (or M_5) to zero and equating ΣR to zero.

$\Sigma M_5 = 0$ gives

$$72.8\,y_1 + 109.2\,y_2 + 72.8\,y_3 + 26.4\,y_4 = 2992 \qquad (4)$$

$$9.1\,y_1 + 18.2\,y_2 + 18.2\,y_3 + 18.2\,y + 9.1\,y_5 = 848 \qquad (5)$$

Expressing in matrix form :

$$\begin{bmatrix} 1.5 & -2 & 1 & 0 & 0 \\ 1.0 & 2 & -2 & 1 & 0 \\ 1.5 & 2 & 2 & -2 & 1 \\ 72.8 & 109.2 & 72.8 & 36.4 & 0 \\ 9.1 & 18.2 & 18.2 & 18.2 & 9.1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} y_1 \\ y_2 \\ y_3 \\ y_4 \\ y_5 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 9.66 \\ 29.86 \\ 51.81 \\ 2992.0 \\ 848.0 \end{bmatrix}$$

By inverting the matrix we obtain :

$$\begin{bmatrix} 0.3687 & 0.2581 & 0.0829 & 0.0020 & -0.0091 \\ -0.2396 & 0.0323 & 0.0461 & 0.0042 & -0.0051 \\ -0.0323 & -0.3226 & -0.0323 & 0.0053 & 0.0035 \\ 0.0461 & 0.0323 & -0.2396 & 0.0003 & 0.0263 \\ 0.0829 & 0.2581 & 0.3687 & -0.0215 & 0.0694 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 9.66 \\ 29.86 \\ 51.81 \\ 2992 \\ 848 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} y_1 \\ y_2 \\ y_3 \\ y_4 \\ y_5 \end{bmatrix}$$

Note : To reduce rounding off errors it is important to work to at least four decimal places in the inverse matrix.

Multiplying out leads to :

Deflection (mm)	Q values (kN)	q values (kN/m²)	Corresponding reactive forces/m length of beam
$y_1 = 13.8$	$Q_1 = 125.9$	$q_1 = 179.8$	125.9
$y_2 = 9.3$	$Q_2 = 168.9$	$q_2 = 120.6$	84.4
$y_3 = 7.2$	$Q_3 = 131.2$	$q_3 = 93.7$	65.6
$y_4 = 12.2$	$Q_4 = 222.0$	$q_4 = 158.6$	111.0
$y_5 = 22.1$	$Q_5 = 201.4$	$q_5 = 287.7$	201.4

Check Σ = 849.4 (Round off error = 1.4)

ولتعيين العزوم والقص فمن الأفضل استخدام ضغط التماس q ويفضل ضرب قيم ضغط التماس فى العرض 0.7m ليعطى رد فعل كحمل بالكيلو نيوتن لكل متر طولى من طول الأساس.

ولزيادة الدقة فى الحل نعيد حل المثال مرة أخرى بتقسيم كمرة الأساس إلى ثمان مقاطع متساوية الطول لتسع نقاط.

and $Q_2 = 9.1\,y_2$... etc. The expressions for the bending moments M_2 to M_6 are :

$M_2 = 4.55\,y_1 - 8$

$M_3 = 9.1\,y_1 + 9.1\,y_2 - 352$

$M_4 = 13.65\,y_1 + 18.2\,y_2 + 9.1\,y_3 - 712$

$M_5 = 18.2\,y_1 + 27.3\,y_2 + 18.2\,y_3 + 9.1\,y_4 - 1088$

$M_6 = 22.75\,y_1 + 36.4\,y_2 + 27.3\,y_3 + 18.2\,y_4 + 9.1\,y_5 - 1480$

$M_7 = 27.3\,y_1 + 45.5\,y_2 + 36.4\,y_3 + 27.3\,y_4 + 18.2\,y_5 + 9.1\,y_6 - 1888$

$M_8 = 31.85\,y_1 + 54.6\,y_2 + 45.5\,y_3 + 36.4\,y_4 + 27.3\,y_5 + 18.2\,y_6 + 9.1\,y_7 - 2232$

Note. M_8 is taken to be the average of the two moment values that occur at point 8 when the applied oment of 160 kNm is allowed for, i.e. when calculating M_8 either take moments of all the forces to the left of point 8 and add 160 /2 kNm or take moments of all forces to the rigt of point 8 and subtract 160/2 kNm.

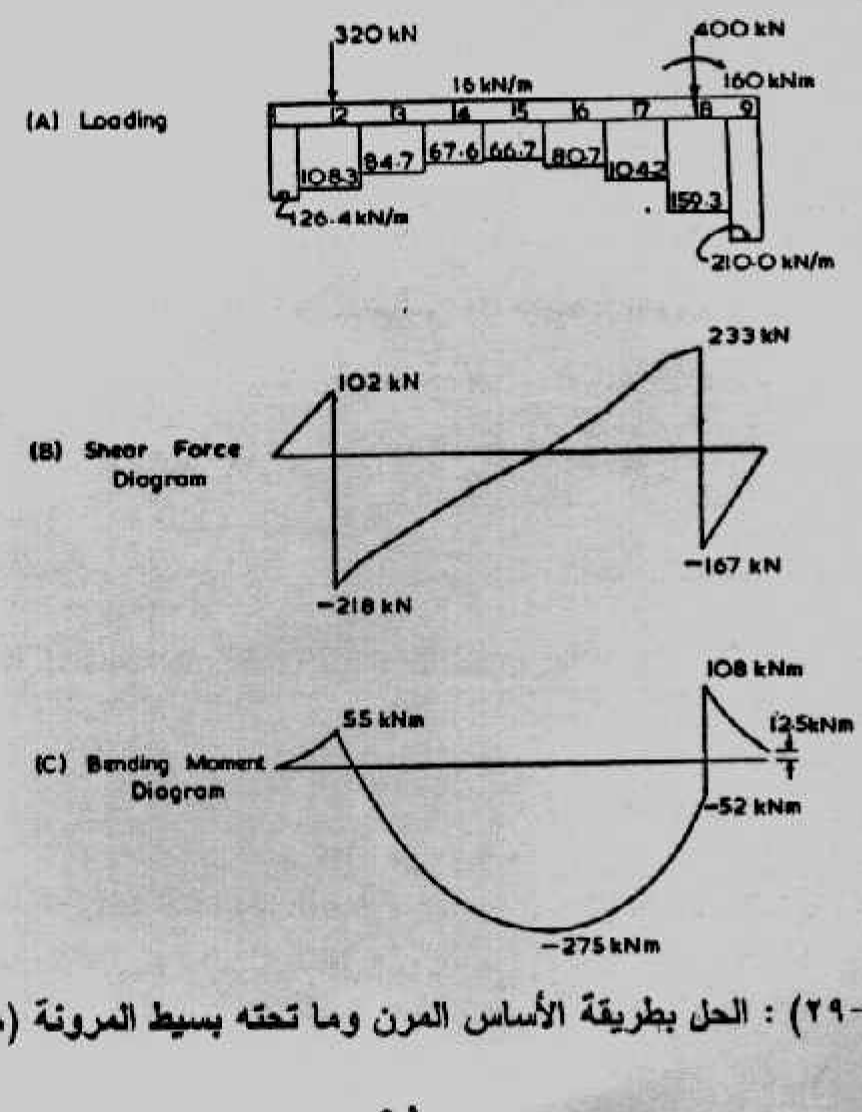
The remaining two required simultaneous equations are obtained from $M_9 = 0$ and $\Sigma R = 0$ The final matrix form of the equations is ·

$$\begin{bmatrix} 1.0312 & -2.0 & 1.0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0.0624 & 1.0624 & -2.0 & 1.0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0.0937 & 0.1249 & 1.0624 & -2.0 & 1.0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0.1249 & 0.1873 & 0.1249 & 1.0624 & -2.0 & 1.0 & 0 & 0 & 0 \\ 0.1561 & 0.2497 & 0.1873 & 0.1249 & 1.0624 & -2.0 & 1.0 & 0 & 0 \\ 0.1873 & 0.3122 & 0.2497 & 0.1873 & 0.1249 & 1.0624 & -2.0 & 1.0 & 0 \\ 0.2185 & 0.3746 & 0.3122 & 0.2497 & 0.1873 & 0.1249 & 1.0624 & -2.0 & 1.0 \\ 36.4 & 63.7 & 54.6 & 45.5 & 36.4 & 27.3 & 18.2 & 9.1 & 0 \\ 4.55 & 9.1 & 9.1 & 9.1 & 9.1 & 9.1 & 9.1 & 9.1 & 4.55 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} y_1 \\ y_2 \\ y_3 \\ y_4 \\ y_5 \\ y_6 \\ y_7 \\ y_8 \\ y_9 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0.0549 \\ 2.4151 \\ 4.8851 \\ 7.4648 \\ 10.1544 \\ 12.9537 \\ 15.8628 \\ 2992.0 \\ 848.0 \end{bmatrix}$$

The inversion of the matrix leads to :

$$\begin{bmatrix} 0.6533 & 0.8486 & 0.7806 & 0.5909 & 0.3724 & 0.1812 & 0.0499 & 0.0020 & -0.0110 \\ -0.2290 & 0.1784 & 0.3310 & 0.3263 & 0.2412 & 0.1322 & 0.0407 & 0.0034 & -0.0089 \\ -0.1317 & -0.5182 & -0.1429 & 0.0433 & 0.0983 & 0.0775 & 0.0300 & 0.0047 & -0.0066 \\ -0.0608 & -0.2790 & -0.6862 & -0.2970 & -0.0828 & 0.0033 & 0.0136 & 0.0056 & -0.0030 \\ -0.0144 & -0.1092 & -0.3351 & -0.7361 & -0.3351 & -0.1092 & -0.0144 & 0.0057 & 0.0032 \\ 0.0136 & 0.0033 & -0.0828 & -0.2970 & -0.6863 & -0.2790 & -0.0608 & 0.0039 & 0.0134 \\ 0.0300 & 0.0775 & 0.0983 & 0.0433 & -0.1429 & -0.5182 & -0.1317 & -0.0009 & 0.0289 \\ 0.0407 & 0.1322 & 0.2412 & 0.3263 & 0.3310 & 0.1785 & -0.2290 & -0.0104 & 0.0503 \\ 0.0499 & 0.1811 & 0.3724 & 0.5909 & 0.7806 & 0.8486 & 0.6533 & -0.0259 & 0.0762 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 0.0549 \\ 2.4151 \\ 4.8851 \\ 7.4648 \\ 10.1544 \\ 12.9537 \\ 15.8628 \\ 2992 \\ 848 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} y_1 \\ y_2 \\ y_3 \\ y_4 \\ y_5 \\ y_6 \\ y_7 \\ y_8 \\ y_9 \end{bmatrix}$$

Note : The calculations should be worked through using four figures of diecimals. This involves little extra effort when using a calculator and considerably reduces the closure errors in the bending moment and shear force diagrams. After the final values have been evaluated they can then be rounded off.



شكل (٨-٢٩) : الحل بطريقة الأساس المرن وما تحته بسيط المرونة (٨ شرائح)٠

استخدام الفروقات المحدودة للحل بطريقة "الأساس وما تحت مرنان" :

Solution by the Elastic Foundation and Subgrade Method

فى هذه الطريقة تعتبر طبقة ما تحت الأساس تامة المرونة بدرجة أكبر من تلك التى افترضها وينكلر Winkler وهذا الفرض معقول للصخور والطين المشبع وتقريبى لباقى أنواع التربة وتحتوى هذه الطريقة على مشكلة أخرى ألا وهى تعيين معامل مرونة التربة E_s ونسبة بواسن.

وبافتراض الحمل المركز P يؤثر على سطح طبقة شبه لا نهاية المرونة وطبقا لبوزينسك Boussinesq (شكل ٨-٣٠) فإن الإزاحة الرأسية تعطى كما يلى :

$$y = \frac{P(1-\mu^2)}{\pi r E_s}$$

where μ = Poissonn's ratio

E_s = modulus of elasticity of the subgrade

r = radial distance from P to the pont considered

والتعبير السابق عادة ما يكتب على صورة

$$y = \frac{JP}{E_s r}$$



شكل (٨-٣٠) مبدأ بوزنيسك

Where J is a dimensionless number equal to $\frac{1-\mu^2}{E_s}$

وتتراوح قيمة J بين 0.3151، 0.2387 لقيم بواسن بين 0.1، 0.5 وتختل المعادلة السابقة إذا كانت r = 0 ولذا فيفترض أن P تؤثر على التربة من خلال لوح Plate مربع أبعاده B x B ولذلك فيحسب الهبوط deflection تحت الحمل مباشرة بالمعادلة : $y_p = \frac{3PJ}{E_s B}$

وباستخدام مبدأ التجزئ والتجميع يمكن تعيين سطح الإزاحة تحت مساحة التحميل إذا كانت هذه المساحة ممكنة التقسيم إلى مقاطع مناسبة والحمل يفرض أنه مركز على كل مقطع فى مركزه Q، وتصبح المعادلات كالآتى :

$$y = \frac{QJ}{E_s r} \quad \text{and} \quad y_p = \frac{3QJ}{E_s B}$$

وباستخدام تكنيك الفروقات المحدودة تقسم الكمرة إلى عدد من المقاطع المتساوية الطول a، ويمكن تقديم علاقات الهبوط فى صورة المصفوفات كمايلى :

$$\begin{bmatrix} y_1 \\ y_2 \\ y_3 \\ \cdot \\ \cdot \\ \cdot \\ y_n \end{bmatrix} = \frac{J}{BE_s}\begin{bmatrix} 3 & 1\times\frac{B}{a} & \frac{1}{2}\times\frac{B}{a} & \frac{1}{3}\times\frac{B}{a} & \frac{1}{4}\times\frac{B}{a} & \cdot & \cdot \\ 1\times\frac{B}{a} & 3 & 1\times\frac{B}{a} & \frac{1}{2}\times\frac{B}{a} & \frac{1}{3}\times\frac{B}{a} & \cdot & \cdot \\ \frac{1}{2}\times\frac{B}{a} & 1\times\frac{B}{a} & 3 & 1\times\frac{B}{a} & \frac{1}{2}\times\frac{B}{a} & \cdot & \cdot \\ \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot \\ \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot \\ \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot \\ \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot \end{bmatrix}\begin{bmatrix} Q_1 \\ Q_2 \\ Q_3 \\ \cdot \\ \cdot \\ \cdot \\ Q_n \end{bmatrix}$$

وعلى فرض أن الكمرة تقسم إلى أربعة مقاطع متساوية فإن تأثير Q_1 يكون :

Settlement at point 1, due to $Q_1 = \dfrac{3Q_1J}{E_sB}$

Settlement at point 2, due to $Q_1 = \dfrac{Q_1J}{E_sr}$

Where r = distance from $Q_1 = a = a \times \dfrac{B}{B}$

Hence, settlement at point 2, due to $Q_1 = \dfrac{Q_1J}{E_sB} \times 1 \times \dfrac{B}{a}$

Settlement at point 3, due to $Q_1 = \dfrac{Q_1J}{E_sr} = \dfrac{Q_1J}{E_s2a} = \dfrac{Q_1J}{E_sB} \times \dfrac{1}{2} \times \dfrac{B}{a}$

حينئذ وللقيمة y_1 فإن صف المصفوفة يصبح :

$$\begin{bmatrix} 3 & 1\times\frac{B}{a} & \frac{1}{2}\times\frac{B}{a} & \frac{1}{3}\times\frac{B}{a} & \ldots \end{bmatrix}$$

وبضرب المصفوفة فى قيمة ثابتة J/BE_s وعلى اعتبار شكل التحميل المبين فى شكل (٨-٣١) فإن عزوم الانحناء عند كل نقطة تحسب كما يلى :

$M_1 = 0$
$M_2 = 2Q_1 - 352$
$M_3 = 4Q_1 + 2Q_2 - 1088$
$M_4 = 6Q_1 + 4Q_2 + 2Q_3 - 1888$
$M_5 = 0$

ومن العلاقة

$M = - EI\,(d^2y / dx^2)$

فإن قيم العزوم تأخذ المصفوفة

$$\begin{bmatrix} M_1 \\ M_2 \\ M_3 \\ M_4 \\ M_5 \end{bmatrix} = -\frac{EI}{a^2}\begin{bmatrix} -2 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 1 & -2 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & -2 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & -2 & 1 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & -2 \end{bmatrix}\begin{bmatrix} y_1 \\ y_2 \\ y_3 \\ y_4 \\ y_5 \end{bmatrix} \quad , \quad \frac{EI}{a^2} = \frac{145.75}{4}$$

وحيث كل من M_5, M_1 تساوى صفرا فإنها تزال من المعادلات، أى يحذف الصف الأول والأخير من المصفوفة وتصبح :

$$\begin{bmatrix} M_2 \\ M_3 \\ M_4 \end{bmatrix} = -\frac{145.75}{4}\begin{bmatrix} 1 & -2 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & -2 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & -2 & 1 \end{bmatrix}\begin{bmatrix} y_1 \\ y_2 \\ y_3 \\ y_4 \\ y_5 \end{bmatrix} \qquad (A)$$

وبفرض أن $E_s = 20\ MN/m^2$. $\mu = 0.5$

$J = 0.2387$

وبوضع $B = 0.7\ m$ $a = 2m$.

فإن المصفوفة التى تربط Q, y تصبح :

$$\begin{bmatrix} y_1 \\ y_2 \\ y_3 \\ y_4 \\ y_5 \end{bmatrix} = \frac{0.2387}{20000 \times 0.7}\begin{bmatrix} 3 & 0.35 & 0.175 & 0.1167 & 0.0875 \\ 0.35 & 3 & 0.35 & 0.175 & 0.1167 \\ 0.175 & 0.35 & 3 & 0.35 & 0.175 \\ 0.1167 & 0.175 & 0.35 & 3 & 0.35 \\ 0.0875 & 0.1167 & 0.175 & 0.35 & 3 \end{bmatrix}\begin{bmatrix} Q_1 \\ Q_2 \\ Q_3 \\ Q_4 \\ Q_5 \end{bmatrix}$$

وبالتعويض عن y فى المعادلة (A)

$$\begin{bmatrix} M_2 \\ M_3 \\ M_4 \end{bmatrix} = -\frac{0.2387 \times 145.75}{20 \times 0.7 \times 4}\begin{bmatrix} 1 & -2 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & -2 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & -2 & 1 \end{bmatrix}$$

$$\bullet \begin{bmatrix} 3 & 0.35 & 0.175 & 0.1167 & 0.0875 \\ 0.35 & 3 & 0.35 & 0.175 & 0.1167 \\ 0.175 & 0.35 & 3 & 0.35 & 0.175 \\ 0.1167 & 0.175 & 0.35 & 3 & 0.35 \\ 0.0875 & 0.1167 & 0.175 & 0.35 & 3 \end{bmatrix}\begin{bmatrix} Q_1 \\ Q_2 \\ Q_3 \\ Q_4 \\ Q_5 \end{bmatrix}$$

$$\begin{bmatrix} M_2 \\ M_3 \\ M_4 \end{bmatrix} = -0.6213\begin{bmatrix} 2.475 & -5.3 & 2.475 & 0.1167 & 0.0291 \\ 0.1167 & 2.475 & -5.3 & 2.475 & 0.1167 \\ 0.0291 & 0.1167 & 2.475 & -5.3 & 2.475 \end{bmatrix}\begin{bmatrix} Q_1 \\ Q_2 \\ Q_3 \\ Q_4 \\ Q_5 \end{bmatrix}$$

والمصفوفة السابقة عبارة عن ثلاث معادلات بخمس مجاهيل أى يلزم معادلتين آخريتين يمكن ايجادهما من :

$$M_5 = 0 \quad . \quad \Sigma R = 0$$

وتكون المصفوفة النهائية :

$$\begin{bmatrix} 5.694 & -5.3 & 2.475 & 0.1167 & 0.0291 \\ 6.5547 & 5.694 & -5.3 & 2.475 & 0.1167 \\ 9.686 & 6.5547 & 5.694 & -5.3 & 2.475 \\ 8 & 6 & 4 & 2 & 0 \\ 1 & 1 & 1 & 1 & 1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} Q_1 \\ Q_2 \\ Q_3 \\ Q_4 \\ Q_5 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 566.6 \\ 1751.2 \\ 3038.8 \\ 2992 \\ 848 \end{bmatrix}$$

الصفوف الثلاث الأول من المصفوفة السابقة هم المعادلات السابقة أى العزوم M_2, M_3, M_4، أما الصف الرابع فهو العزم M_5 المساوية صفر والصف الخامس هو مجموع القوى كلها أى $\Sigma R = 0$ أو

$$Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 = 848$$

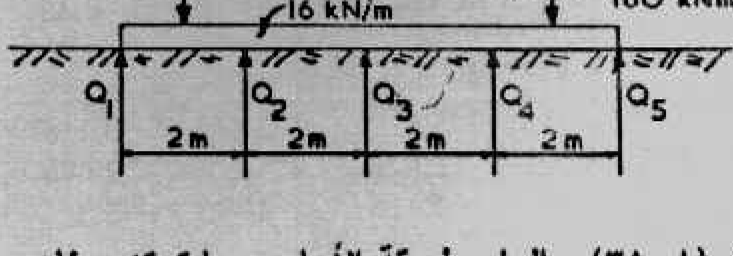
وباستخدام المصفوفة المعكوسة نحصل على :

$$\begin{bmatrix} Q_1 \\ Q_2 \\ Q_3 \\ Q_4 \\ Q_5 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0.0798 & 0.0535 & 0.0192 & 0.0081 & -0.0561 \\ -0.1062 & 0.0041 & 0.0150 & 0.0583 & -0.0346 \\ -0.0079 & -0.1151 & -0.0079 & 0.1053 & 0.0332 \\ 0.0150 & 0.0041 & -0.1062 & 0.0818 & 0.2619 \\ 0.0192 & 0.0535 & 0.0798 & -0.2536 & 0.7956 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 566.6 \\ 1751.2 \\ 3038.8 \\ 2992 \\ 848 \end{bmatrix}$$

ويتم الحصول على قيم القوى Q :

$Q_1 = 173.9$; $Q_2 = 137$; $Q_3 = 113.2$; $Q_4 = 159.8$; $Q_5 = 263.0$ kN.

وتكون الخطوة التالية بعد ذلك هى ايجاد العزوم والقص وتزداد دقة الحلول بتقسيم الكمرة إلى أقسام بعدد أكبر .



شكل (٨-٣١) : الحل بطريقة الأساس وما تحته مرنان .

ومن دراسة اقتصاديات الحلول الثلاث المذكورة سابقا لقاعدة مشتركة تبين أن طريقة الأساس المرن وما تحته بسيط المرونة توفر ٢٥٪ من كميات الخرسانة و ١٥٪ من كميات الحديد المستخدمة فى الطريقة التقليدية للتصميم بينما طريقة الأساس وما تحته مرنان فإنها توفر ٤٠٪ من كميات الخرسانة و ٢٠٪ من كميات الحديد المستخدمة فى الطريقة التقليدية.

الأساسات المتغيرة فى عزم القصور الذاتى Footings of Variable Inertia:

الحلول السابقة تحتاج إلى أبعاد الأساس. وتوجد هذه الأبعاد أولا بطريقة الجساءة. وقد تكون بلاطة الأساس متغيرة العرض مما يجعل مقاطع الأساس متغيرة فى عزم القصور الذاتى.

أ- الأساسات المتغيرة فى عزم القصور الذاتى بطريقة "الأساس المرن وما تحت الأساس بسيط المرونة":

هذه الطريقة صالحة أيضا للأساسات المتغيرة فى عزم القصور الذاتى وتتم بنفس الخطوات السابق ذكرها ما عدا ما عزم القصور الذاتى الذى سوف يعين لكل نقطة عقدية وبالتالى تتغير EI من نقطة إلى أخرى والمثال التالى بين خطوات الحل.

Example (8-5):

Details of a proposed reinforced concrete foundation slab are given in Fig. (8-32). The slab is of constant 125 mm thickness and the subgrade consists of sand with $\overline{k}_{s_1} = 15\ MN/m^3$. $E_c = 20000\ MN/m^2$.

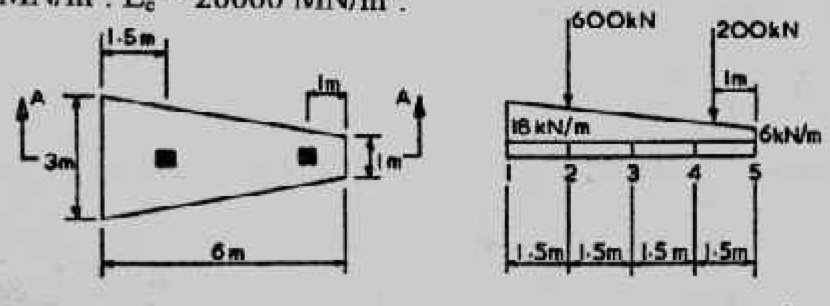


Fig. (8-32) Foundation of varying width

The loading diagram, along centre line of foundation, is as shown in Fig. (8-32) B.

For sands $\overline{k}_{s_1} = k_{n_1}$

Average width of foundation, B (for determination of k_s) = 2.0 m

$$k_s = 15\left(\frac{2 + 0.305}{2 \times 2}\right)^2 = 5.0\ MN/m^3.$$

Divide slab into four equal sections, to give 5 nodal points (see fig. 8-32).

Nodal ponit	Width (m)	I (m^4)	EI (kNm^2)
1	3	0.0004883	9765
2	2.5	0.0004069	8138
3	2.0	0.0003255	6510
4	1.5	0.0002441	4883
5	1	0.0001628	3255

By considering Fig. (8-32) B, the reactive forces, Q at the nodal points are given by :

$Q_1 = k, y_1$ x area = 5 x 2.875 x 1.5/2 = 10.781 y_1

$Q_2 = 5 \times 2.5 \times 1.5 \times y_2 = 18.75\, y_2$

$Q_3 = 5 \times 2 \times 1.5 \times y_2 = 15.0\, y_3$

$Q_4 = 5 \times 1.5 \times 1.5 \times y_2 = 11.25\, y_4$

$Q_5 = 5 \times 1.125 \times 1.5/2 \times y_2 = 4.219\, y_5$

From fig. (8-32) B the expressions for the moments at the nodal points are :

$$M_2 = Q_1 \times 1.5 - 15 \times \frac{1.5^2}{2} - 3 \times \frac{1.5^2}{3} = 1.5\,Q_1 - 19.125$$

$$M_3 = Q_1 \times 3 + Q_2 \times 1.5 - 600 \times 1.5 - 12 \times \frac{3^2}{2} - 6 \times 3$$
$$= 3\,Q_1 + 1.5\,Q_2 - 972$$

$$M_4 = Q_1 \times 4.5 + Q_2 \times 3.0 + Q_3 \times 1.5 - 600 \times 3.0 - 9 \times \frac{4.5^2}{2} - 9 \times \frac{4.5^2}{3}$$

$$= 4.5\,Q_1 + 3\,Q_2 + 1.5\,Q_3 - 1951.875$$

$$M_5 = 6\,Q_1 + 4.5\,Q_2 + 3\,Q_3 + 1.5\,Q_4 - 3152.$$

$$\text{Now} - M_2 = \frac{EI}{a^2}(y_1 - 2y_2 + y_3)\ldots\text{etc.}$$

$$\therefore M_2 = \frac{1.5^2}{8138}(16.175\,y_1 - 19.125) = -(y_1 - 2y_2 + y_3)$$

i.e. $$1.00447\,y_1 - 2y_2 + y_3 = 0.005287 \qquad (1)$$

$$M_3 = \frac{1.5^2}{6510}(32.343\,y_1 + 28.125\,y_2 - 972)$$
$$= -(y_2 - 2y_3 + y_4)$$

i.e. $$0.011178\,y_1 + 1.009721\,y_2 - 2y_3 + y_4 = 0.3359. \qquad (2)$$

Similarly (for M_4):

$$0.02235\,y_1 + 0.02592\,y_2 + 1.010367\,y_3 - 2y_4 + y_5 = 0.899389. \qquad (3)$$

The remaining two equations can be obtained from the facts that $M_5 = 0$ and $\Sigma R = 0$:

$$64.686\,y_1 + 84.375\,y_2 + 45\,y_3 + 16.875\,y_4 = 3152 \qquad (4)$$

$$10.871\,y_1 + 18.75\,y_2 + 15\,y_3 + 11.25\,y_4 + 4.219\,y_5 = 872. \qquad (5)$$

Expressing equations (1) to (5) in matrix form gives:

$$\begin{bmatrix} 1.0045 & -2 & 1 & 0 & 0 \\ 0.0112 & 1.0097 & -2 & 1 & 0 \\ 0.0224 & 0.0259 & 1.0104 & -2 & 1 \\ 64.686 & 84.375 & 45 & 16.875 & 0 \\ 10.781 & 18.75 & 15 & 11.25 & 4.219 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} y_1 \\ y_2 \\ y_3 \\ y_4 \\ y_5 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0.0053 \\ 0.3359 \\ 0.8994 \\ 3152 \\ 872 \end{bmatrix}$$

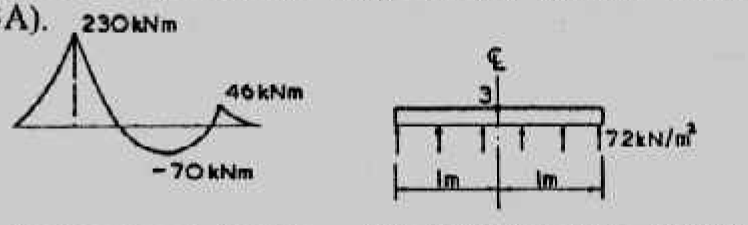
By inverting the matrix the expression becomes:

$$\begin{bmatrix} y_1 \\ y_2 \\ y_3 \\ y_4 \\ y_5 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0.4618 & 0.3666 & 0.1262 & 0.0132 & -0.0299 \\ -0.3203 & -0.0512 & 0.0082 & 0.0053 & -0.0019 \\ -0.1044 & -0.4707 & -0.1103 & -0.0026 & 0.0262 \\ 0.1095 & 0.1062 & -0.2304 & -0.0107 & 0.0546 \\ 0.3224 & 0.6812 & 0.6477 & -0.0193 & 0.0835 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 0.0053 \\ 0.3359 \\ 0.8994 \\ 3152 \\ 872 \end{bmatrix}$$

Leading to the values:

$y_1 = 15.77$ mm Hence: $Q_1 = 170$ kN
$y_2 = 15.04$ $Q_2 = 282$
$y_3 = 14.39$ $Q_3 = 216$
$y_4 = 13.71$ $Q_4 = 154$
$y_5 = 12.79$ $Q_5 = 54$

The longitudinal bending moment diagram can now be obtained and is illustrated in Fig. (8-33A).



(A) Bending moment diagram for longitudinal direction

(B) Contact pressure at point 3 (for transverse moment)

Fig. (8-33) : Foundation of varying width

As both the bending moment values and the foundation width vary, it is necessary to determine the requried reinforcement at several points along the beam. For example, at nodal point 2 the total moment is 230 kNm, i.e., moment/metre width at point 2 is 230/2.5 = 92 kNm/m.

ولتعيين الحديد العرضى يلزم حساب للعزم العرضى عند النقط المختارة على طول الأساس. كما يمكن الحصول على q بطريقة سريعة من العلاقة $q = k_s y$ الموزعة بانتظام تحت البلاطة. فمثلا العزم العرضى عند نقطة 3 هو $q_3 = 5 \times 14.4 = 72\ kN/m^2$ وهذا الضغط يؤثر على عرض الأساس 1.5 m

Maximum transverse moment = 72 x 0.5 = 36 kNm.

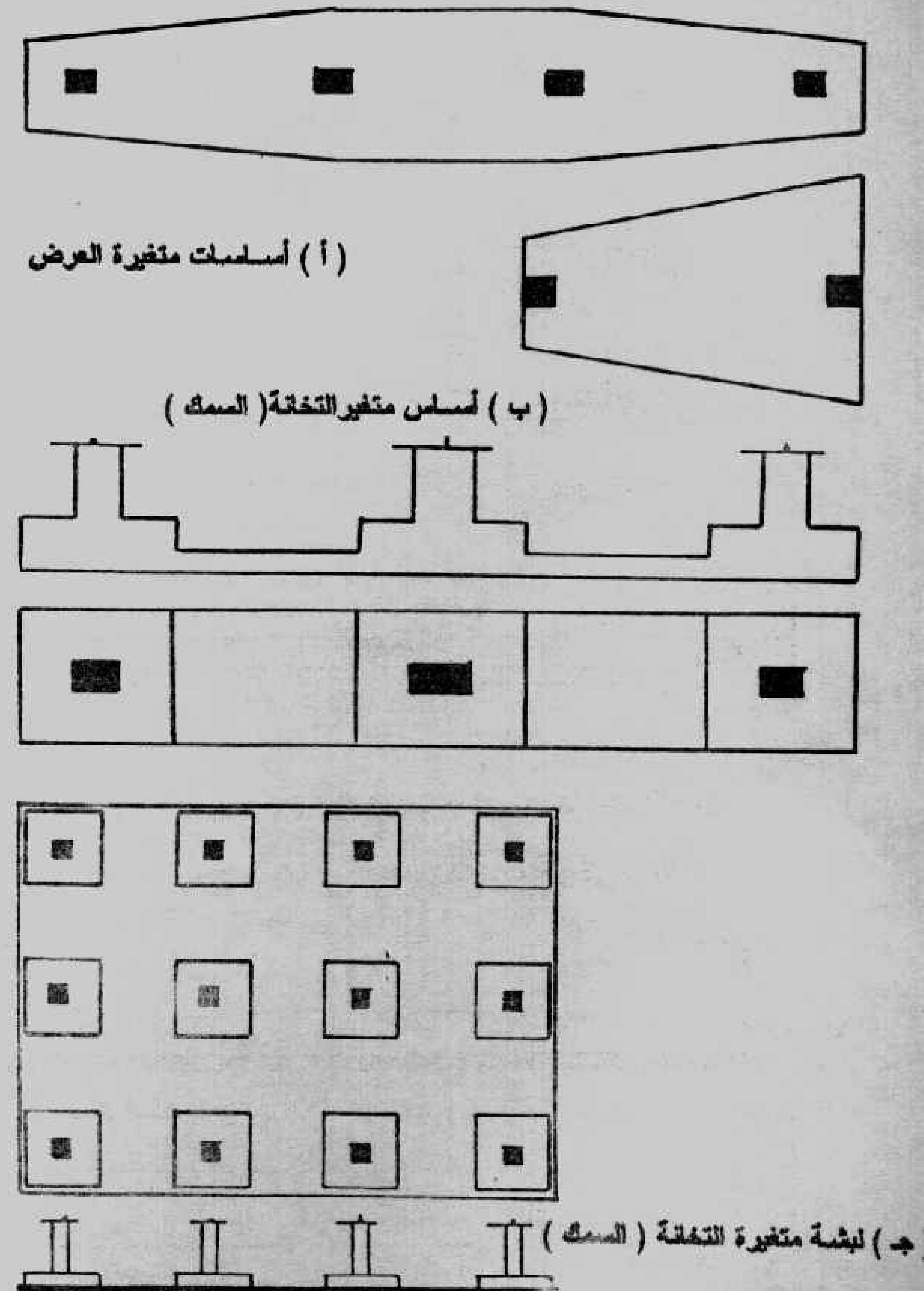
كما يمكن الحصول على دقة أكبر بتقسيم الأساس إلى عدد أكبر من المقاطع.

ب- الأساسات المتغيرة فى عزم القصور الذاتى بطريقة "الأساس وما تحته مرنان" :

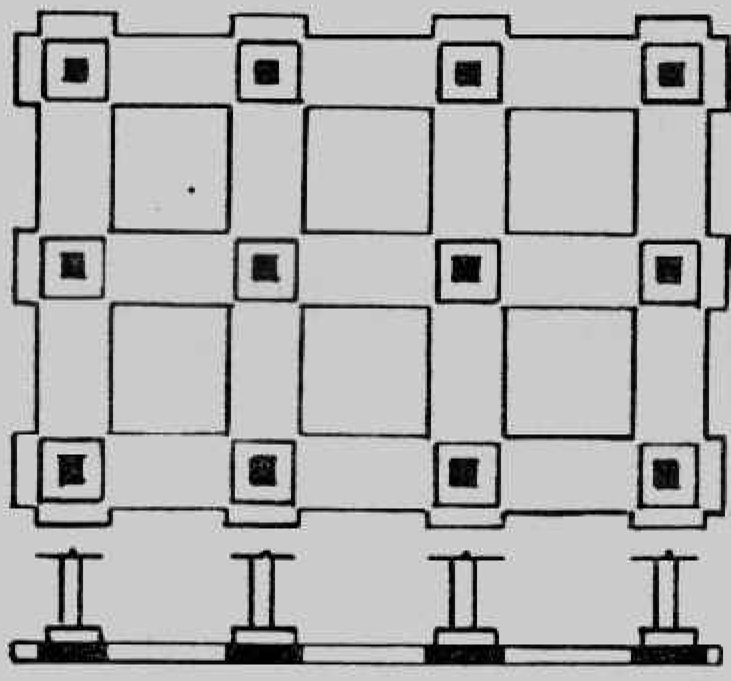
يمكن استخدام طريقة "الأساس وما تحته مرنان" فى حل الأساسات المتغيرة الأبعاد أى المتغيرة فى عزم القصور الذاتى وذلك بتكنيك الفروقات المحدودة ويبين الشكل (٨-٣٤) نماذجا لتلك الأساسات.

وقد سبق ذكر الإزاحة Deformation الناتجة عن حمل مركز Q تحته تحسب من المعادلة الآتية:

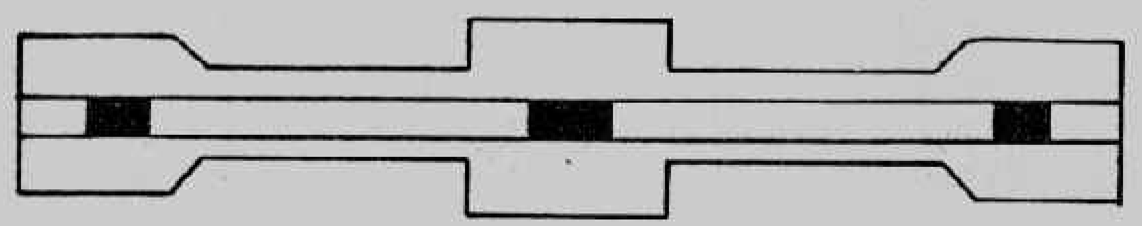
$$y_p = \frac{3QJ}{E_s . B}$$



شكل (٨-٣٤) : نماذج من الأساسات المتغيرة فى عزم القصور الذاتى.

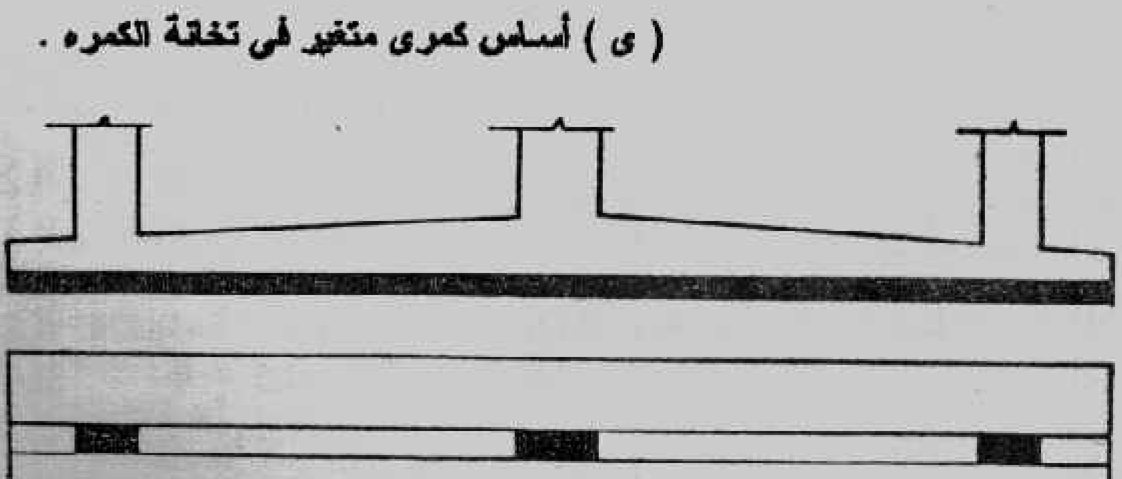


(د) أساسات ذات الشدادات متغيرة التخانة



(هـ) أساس كمرى متغير العرض

(ى) أساس كمرى متغير فى تخانة الكمره .



تابع شكل (٨-٣٤)

وفى شكل (٢٣) تعتبر الأساس المشترك المتغير فى العمق والعرض وطبقا لتكنيك الفروقات المحدودة فإن الأساس يقسم إلى مقاطع متساوية الطول a وبعرض متغير (على الأقل ٨ مقاطع بتسع نقاط)٠ وعزم القصور الذاتى يجب أن يحسب عند كل نقطة٠ والمصفوفة التالية تبين علاقات الربط بين الهبوط y والقوة Q ٠

$$\begin{vmatrix} y1 \\ y2 \\ y3 \\ y4 \\ y5 \\ .... \\ yn \end{vmatrix} = J/aE_s \begin{vmatrix} 3a/B1 & 1 & 0.5 & 0.33 & 0.25 & ..... \\ 1 & 3a/B2 & 1 & 0.5 & 0.33 & ..... \\ 0.5 & 1 & 3a/B3 & 1 & 0.5 & ..... \\ 0.33 & 0.5 & 1 & 3a/B4 & 0.5 & ..... \\ 0.25 & 0.33 & 0.5 & 1 & 3a/B5 & ..... \\ ...... & ...... & ...... & ...... & ...... & ..... \\ ...... & ...... & ...... & ...... & ...... & ..... \end{vmatrix} \cdot \begin{vmatrix} Q1 \\ Q2 \\ Q3 \\ Q4 \\ Q5 \\ ..... \\ ..... \end{vmatrix}$$

$$[\ y\ ] = J/aE_s\ [\ A\ ]\ .\ [\ Q\ ] \qquad (A)$$

أما العلاقات بين M,y فهى :

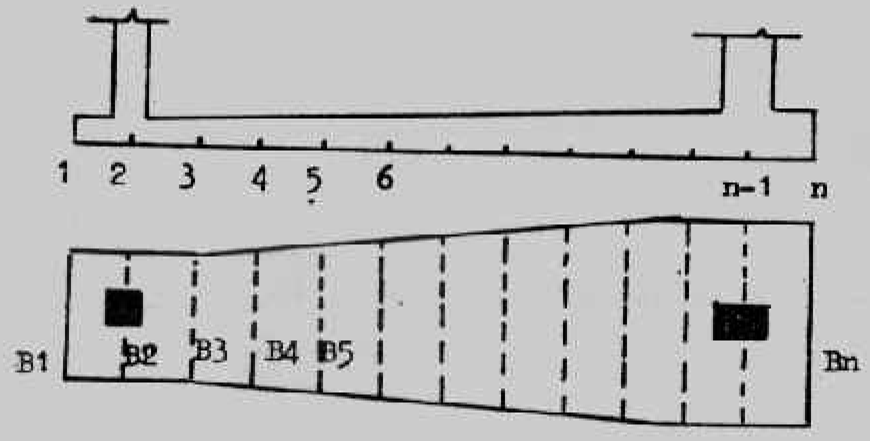
$$\begin{vmatrix} M1/EI1 \\ M2/EI2 \\ M3/EI3 \\ M4/EI4 \\ M5/EI5 \\ .... \\ Mn/EI6 \end{vmatrix} = -1/a^2 \begin{vmatrix} -2 & 1 & 0 & 0 & .. & .. \\ 1 & -2 & 1 & 0 & .. & .. \\ 0 & 1 & -2 & 1 & .. & .. \\ 0 & 0 & 1 & -2 & .. & .. \\ 0 & 0 & 0 & 0 & .. & .. \\ .. & .. & .. & .. & .. & .. \\ .. & .. & .. & .. & .. & -2 \end{vmatrix} \cdot \begin{vmatrix} y1 \\ y2 \\ y3 \\ y4 \\ y5 \\ ... \\ yn \end{vmatrix}$$

$$[\ M/EIn\ ] = -1/a\ [\ B\ ]\ .\ [\ y\ ] \qquad (B)$$

ومن العلاقات السابقة تستنتج العلاقات بين Q, M :

$$\begin{vmatrix} M1/EI1 \\ M2/EI2 \\ M3/EI3 \\ M4/EI4 \\ M5/EI5 \\ .... \\ Mn/EI6 \end{vmatrix} = -J/a^3E_s \begin{vmatrix} -2 & 1 & 0 & 0 & .. & .. \\ 1 & -2 & 1 & 0 & .. & .. \\ 0 & 1 & -2 & 1 & .. & .. \\ 0 & 0 & 1 & -2 & .. & .. \\ 0 & 0 & 0 & 0 & .. & .. \\ .. & .. & .. & .. & .. & .. \\ .. & .. & .. & .. & 1 & -2 \end{vmatrix} \cdot \begin{vmatrix} 3a/B1 & 1 & 0.5 & 0.33 & 0.25 & .. & Q1 \\ 1 & 3a/B2 & 1 & 0.5 & 0.33 & .. & Q2 \\ 0.5 & 1 & 3a/B3 & 1 & 0.5 & .. & Q3 \\ 0.33 & 0.5 & 1 & 3a/B4 & 0.5 & .. & Q4 \\ 0.25 & 0.33 & 0.5 & 1 & 3a/B5 & .. & Q5 \\ ...... & ...... & ...... & ...... & ...... & .. & ..... \\ ...... & ...... & ...... & ...... & ...... & .. & ..... \end{vmatrix}$$

$$[\ M/EIn\ ] = \{\ -J/a\ Es\ \}\ .\ [\ B\ ]\ .\ [\ A\ ]\ .\ [\ Q\ ] \qquad (C)$$



شكل (٨-٣٥) : أساس مشترك متغير الأبعاد٠

ويمكن حساب العزوم moments بواسطة الأحمال وقوى التماس عند كل نقطة :

$$[M] = [C] \qquad (D)$$

ونحصل بذلك على عدد (n-2) من المعادلات المحتوية Q أما المعادلتان المتبقيتان فيتم الحصول عليهما من $M_n = 0, \Sigma Y = 0$ وحينئذ :

$$[\ C/EI_n\ ] = \{ -J/a^3 E_s \} . [\ B\ ] . [\ A\ ] . [\ Q\ ] \qquad (C)$$

والآن يمكن تعيين ضغط التماس والهبوط٠ ثم تحسب قوى القص والعزم٠ وبالرغم من أن هذه الطريقة تستخدم للأساسات المستمرة والمشتركة المتغيرة القصور الذاتى فإنها تستخدم لبعض الأنواع الأخرى من الأساسات مثل الأساس الشبكى Grid foundation ، والأساس الكابولى Strap foundation المتغيرين فى عزم القصور٠

Example (8-6) :

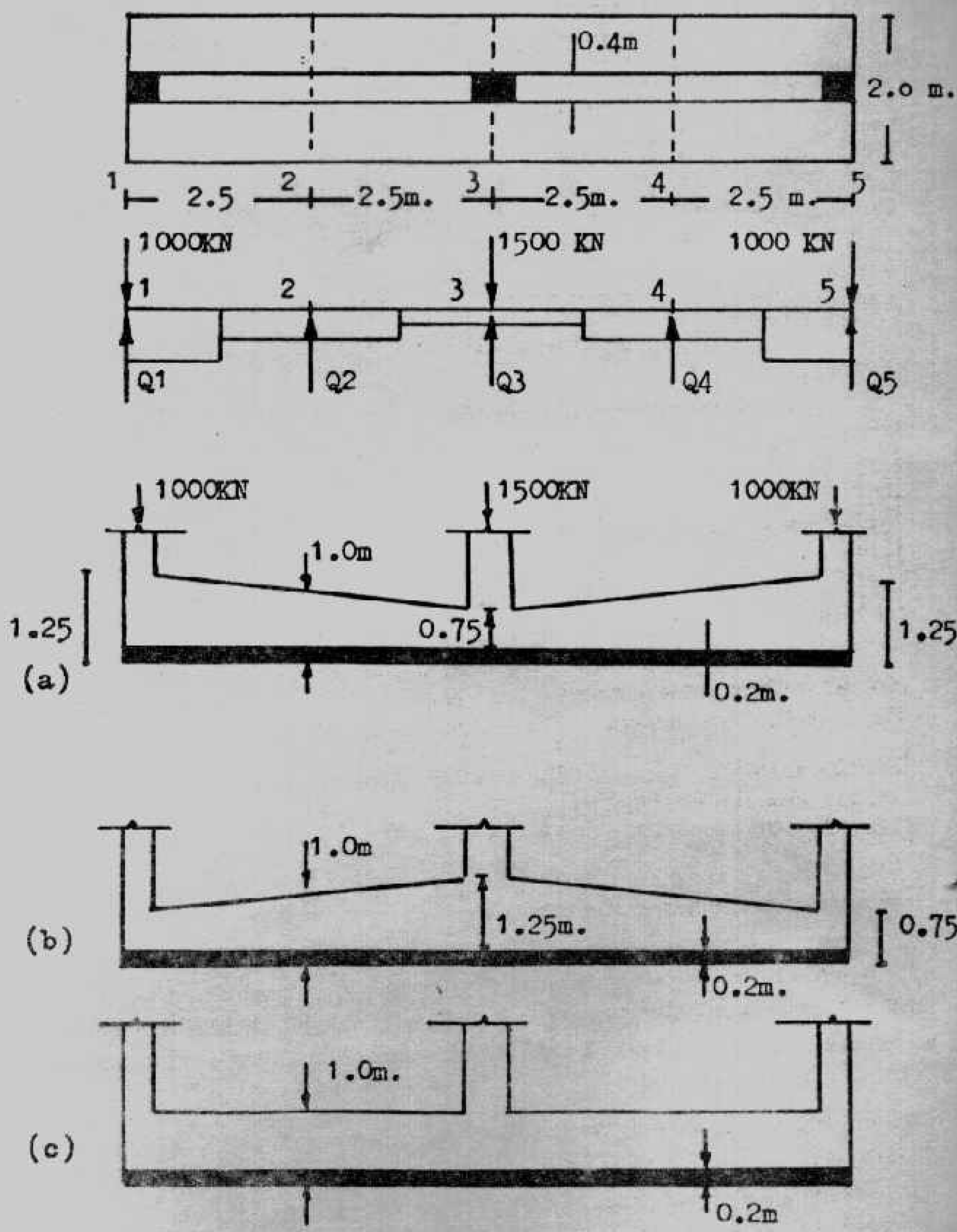
Details of a proposed reinforced concrete foundation are given in fig. (8-36) $E_c = 20000$ MN/m², $E_s = 25$ MN/m², J = 0.305.

For illustrative purposes, the foundation will be divided into four equal sections and five nodal points, i.e. a = 2.5m. and B = 2m , fig. (8-36) the moment of inertia at nodal points are :

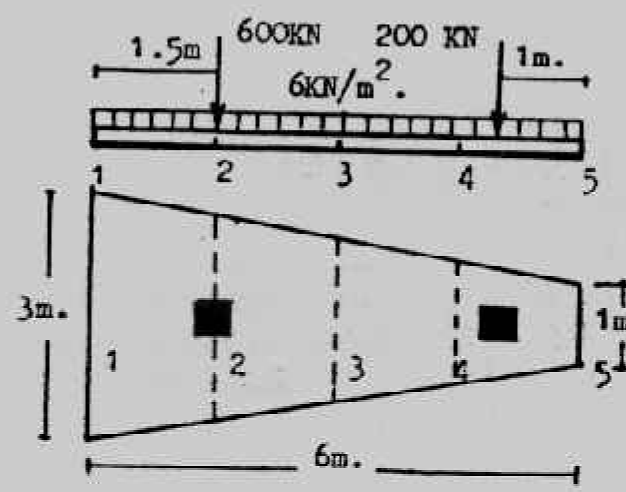
$I1 = 0.115\ m^4$, $EI1 = 2390 \times 10^3$ Mnm²
$I2 = 0.0628\ m^4$, $EI2 = 1256 \times 10^3$ Mnm²
$I3 = 0.026\ m^4$, $EI3 = 537 \times 10^3$ Mnm²
$I4 = 0.0628\ m^4$, $EI4 = 1256 \times 10^3$ Mnm²
$I5 = 0.1195\ m^4$, $EI5 = 2390 \times 10^3$ Mnm²

The expressions for the moments at nodal points are :

M1 = 0
M2 = 2.5 Q1 - 2500
M3 = 5 Q1 + 2.5 Q2 - 500
M4 = 7.5 Q1 + 5 Q2 + 2.5 Q3 - 11250



شكل (٨-٣٦) : مثال (٨-٥)، (٨-٧)



شكل (٨-٣٧) : مثـال (٨-٥).

M5 = 0

The matrix expression (A) can be formed as :

$$\begin{vmatrix} y1 \\ y2 \\ y3 \\ y4 \\ y5 \end{vmatrix} = \{0.305/2.5x25x1000\} \begin{vmatrix} 3.75 & 1 & 0.5 & 0.33 & 0.25 \\ 1 & 3.75 & 1 & 0.5 & 0.33 \\ 0.5 & 1 & 3.75 & 1 & 0.5 \\ 0.33 & 0.5 & 1 & 3.75 & 1 \\ 0.25 & 0.33 & 0.5 & 1 & 3.75 \end{vmatrix} \cdot \begin{vmatrix} Q1 \\ Q2 \\ Q3 \\ Q4 \\ Q5 \end{vmatrix}$$

M1 and M5 are both equal to zero and can be removed from the matrix expression (B) provided that the top and bottom rows of the matrix are also removed. The expression then becomes :

$$\begin{vmatrix} M2/1256x1000 \\ M3/537\ x1000 \\ M4/1256x1000 \end{vmatrix} = \{-1/2.5x2.5\} \begin{vmatrix} 1 & -2 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & -2 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & -2 & 1 \end{vmatrix} \cdot \begin{vmatrix} y1 \\ y2 \\ y3 \\ y4 \\ y5 \end{vmatrix}$$

Hence, the expression (c) can be obtained :

$$\begin{vmatrix} M2/1256 \\ M3/537 \\ M4/1256 \end{vmatrix} = 7808x1000 \begin{vmatrix} 1 & -2 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & -2 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & -2 & 1 \end{vmatrix} \cdot \begin{vmatrix} 3.75 & 1 & 0.5 & 0.33 & 0.25 \\ 1 & 3.75 & 1 & 0.5 & 0.33 \\ 0.5 & 1 & 3.75 & 1 & 0.5 \\ 0.33 & 0.5 & 1 & 3.75 & 1 \\ 0.25 & 0.33 & 0.5 & 1 & 3.75 \end{vmatrix} \cdot \begin{vmatrix} Q1 \\ Q2 \\ Q3 \\ Q4 \\ Q5 \end{vmatrix}$$

Multiplying out this latest expression gives :

$$\begin{vmatrix} M2/1256 \\ M3/537 \\ M4/1256 \end{vmatrix} = -0.0007808 \begin{vmatrix} 2.25 & -5.5 & 2.25 & 0.33 & 0.09 \\ 0.33 & 2.25 & -5.5 & 2.25 & 0.33 \\ 0.09 & 0.33 & 2.25 & -5.5 & 2.25 \end{vmatrix} \cdot \begin{vmatrix} Q1 \\ Q2 \\ Q3 \\ Q4 \\ Q5 \end{vmatrix}$$

Substituting the expressions for M2, M3 and M4 three equations relating the five Q values, are obtained. The remaining required two equations are obtained from:

$$M5 = 0 = 10\,Q1 + 7.5\,Q2 + 5\,Q3 + 2.5\,Q4 - 17500$$

$$\Sigma Y = 0 = Q1 + Q2 + Q3 + q4 + Q5 - 3500$$

Then, the final expression is :

$$\begin{vmatrix} 4.702 & -5.5 & 2.25 & 0.33 & 0.09 \\ 4.054 & 4.112 & -5.5 & 2.25 & 0.33 \\ 7.445 & 5.233 & 4.702 & -5.5 & 2.25 \\ 10 & 7.5 & 5 & 2.5 & 0 \\ 1 & 1 & 1 & 1 & 1 \end{vmatrix} \cdot \begin{vmatrix} Q1 \\ Q2 \\ Q3 \\ Q4 \\ Q5 \end{vmatrix} = \begin{vmatrix} 2451.712 \\ 3724.416 \\ 11032.704 \\ 17500 \\ 3500 \end{vmatrix}$$

Leading to the values

Q1 = 832.1 kN   Hence : M2 = -419.75 kNm

Q2 = 585.9 kN   M3 = 352.05 kNm

Q3 = 663.9 kN   M4 = 419.75 kNm

Q4 = 585.9 kN

Q5 = 832.1 kN

Obviously much greater accuracy is obtained if the analysis is carried out with the foundation divided into a greater number of sections.

Example (8-7):

Fig. (8-37) shows the details of concrete trapizoidal foundation. The slab is of constant 0.125m. thickness and the subgrade consists of sand with E_s = 10 MN/m^2, E_c = 20000 MN/m^2 and $\nu = 0.2$. The contact pressures and deflections are required to be determined.

$$J = (1 - \nu^2) / \pi = 0.305$$

The slab foundation is divided to four sections to give five nodal points, a = 1.5m, fig. (8-37) the following data can be obtained.

Nodal ponit	Width (m)	I (m^4)	EI (kNm^2)
1	B1 = 3	I1 = 4883 x 10^{-7}	EI1 = 9765
2	B2 = 2.5	I2 = 4069 x 10^{-7}	EI2 = 8138
3	B3 = 2	I3 = 3255 x 10^{-7}	EI3 = 6510
4	B4 = 1.5	I4 = 2441 x 10^{-7}	EI4 = 4883
5	B5 = 1	I5 = 1628 x 10^{-7}	EI5 = 3255

By considering the loading diagram, along centre line of foundation, and the reactive forces, Q at the nodal points, the expressions for the moments at the nodal points are :

$$M1 = 0$$

$$M2 = 1.5\,Q1 - 19.125$$

$$M3 = 3\,Q1 + 1.5\,Q2 - 972$$

$$M4 = 4.5\,Q1 + 3\,Q2 + 1.5\,Q3 - 1951.875$$

$$M5 = 0$$

The expression (4) can be formed as :

$$\begin{vmatrix} y1 \\ y2 \\ y3 \\ y4 \\ y5 \end{vmatrix} = \{0.305/1.5x10x1000\} \begin{vmatrix} 1.50 & 1 & 0.5 & 0.33 & 0.25 \\ 1 & 1.80 & 1 & 0.5 & 0.33 \\ 0.5 & 1 & 2.25 & 1 & 0.5 \\ 0.33 & 0.5 & 1 & 3.00 & 1 \\ 0.25 & 0.33 & 0.5 & 1 & 4.50 \end{vmatrix} \begin{vmatrix} Q1 \\ Q2 \\ Q3 \\ Q4 \\ Q5 \end{vmatrix}$$

Removing M1 and M5 (M1 = M5 = 0) from the expression (5), the top and bottom rows of the matrix are also removed.

The expression then becomes :

$$\begin{vmatrix} M2/8138x1000 \\ M3/6510x1000 \\ M4/4883x1000 \end{vmatrix} = \{-1/1.5x1.5\} \begin{vmatrix} 1 & -2 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & -2 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & -2 & 1 \end{vmatrix} \cdot \begin{vmatrix} y1 \\ y2 \\ y3 \\ y4 \\ y5 \end{vmatrix}$$

The expression (6) can be obtained as :

$$\begin{vmatrix} M2/8138 \\ M3/6510 \\ M4/4883 \end{vmatrix} = -9037x10^{-6} \begin{vmatrix} 1 & -2 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & -2 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & -2 & 1 \end{vmatrix} \cdot \begin{vmatrix} 3.75 & 1 & 0.5 & 0.33 & 0.25 \\ 1 & 3.75 & 1 & 0.5 & 0.33 \\ 0.5 & 1 & 3.75 & 1 & 0.5 \\ 0.33 & 0.5 & 1 & 3.75 & 1 \\ 0.25 & 0.33 & 0.5 & 1 & 3.75 \end{vmatrix} \cdot \begin{vmatrix} Q1 \\ Q2 \\ Q3 \\ Q4 \\ Q5 \end{vmatrix}$$

Multiplying out the previous expression gives

$$\begin{vmatrix} M2/8138 \\ M3/6510 \\ M4/4883 \end{vmatrix} = -9037x10^{-6} \begin{vmatrix} 0 & -1.6 & 0.75 & 0.33 & 0.09 \\ 0.33 & 0.30 & -2.5 & 1.50 & 0.33 \\ 0.09 & 0.33 & 0.75 & -4.0 & 3.00 \end{vmatrix} \begin{vmatrix} Q1 \\ Q2 \\ Q3 \\ Q4 \\ Q5 \end{vmatrix}$$

By substituting the expressions for M2, M3 and M4 three equations relating the five Q values, are obtained. The remaining required two equations are obtained from M5 = 0 and $\Sigma Y = 0$ as follows :

$$M5 = 0 = 6\,Q1 + 4.5\,Q2 + 3\,Q3 + 1.5\,Q4 - 3152$$

$$\Sigma Y = 0 = Q1 + Q2 + Q3 + Q4 + Q5$$

The final expression is :

$$\begin{vmatrix} 20.408 & -1.6 & 0.75 & 0.33 & 0.09 \\ 51.35 & 25.81 & -2.5 & 1.50 & 0.33 \\ 102 & 68.357 & 34.764 & -4.0 & 3.00 \\ 6 & 4.5 & 3 & 1.5 & 0 \\ 1 & 1 & 1 & 1 & 1 \end{vmatrix} \begin{vmatrix} Q1 \\ Q2 \\ Q3 \\ Q4 \\ Q5 \end{vmatrix} = \begin{vmatrix} 260.204 \\ 16530 \\ 44260.204 \\ 31520 \\ 872 \end{vmatrix}$$

Leading to the values :

Q1 = 49.8 kN , Q2 = 539.78 kN, Q3 = 74.36 kN
Q4 = 133.9 kN , Q5 = 74.12 kN

Substitution these results in expression (4) gives :

y1 = 14.5 mm , y2 = 24.1 mm , Y3 = 18.33 mm
y4 = 16.98 mm , y5 = 14.11 mm

Accuracy is increased if the beam is divided into a larger number of sections.

Example (8-8) :

Figure (8-36) shows three different reinforced concrete foundations (a), (b) and (c) respect to the moment of inertia. All these foundations are solved by using the present method for $E_s = 10\ MN/m^2$ and $E_s = 25\ MN/m^2$. $E_c = 20000\ MN/m^2$. The procedure of analysis was previously illustrated in example (8-5). The results are listed as follows :

Foundation	Es MN/m²	Q1,Q5 kN	Q2,Q4 kN	Q3 kN	M2,M4 kNm	M3 kNm	y1,y5 mm	y2,y4 mm	y3 mm
(a)	10	852.2	530.3	734.9	-369.5	586.9	2.10	2.00	2.27
(a)	25	832.1	585.9	663.9	-419.8	352.1	2.19	2.08	2.19
(b)	10	839.3	525.0	771.29	-402.0	509.0	2.17	2.10	2.33
(b)	25	799.6	584.9	730.8	-501.0	460.3	2.12	2.09	2.12
(c)	10	841.9	526.1	764.0	-395.3	524.7	2.11	2.01	2.30
(c)	25	823.5	585.7	681.7	-441.3	581.8	2.15	2.08	2.22
(c)	*	862.5	717.5	582.5	-845.0	291.0	6.90	2.87	2.33

* Hetenyi solution , $k_s = 5000\ kN/m^3$

Comparison the tabulated results indicates :

- The bending moment distribution for foundation (b) seems much better than that obtained for foundation (a).
- The positive bending moment increases as well as the negative bending moment decreases for the increasing in the value of E_s.
- Both foundations (a) and (c), almost have the same results for a constant value of E_s.
- For foundation (c), the solution obtained in this study indicates better bending moment distribution than that obtained by the Hetenyi solution.

طريقة العناصر المحدودة لكمرة على تربة تأسيس مرنة :

Finite Element Solution of Beam on Elastic Foundation :

طريقة العناصر من اكفأ الطرق لحل كمرة (أساس) على تربة تأسيس مرنة بإدخال جميع مؤثرات التربة والأساس، وعند أى نقطة عقودية شكل (٨-٣٨) فإنه يمكن ربط القوى الخارجية P_i بالقوى الداخلية F_i باستخدام معامل ثابت A حيث :

$$P_i = A_i F_i$$

ولمجموعة من النقط العقودية لأى منشأ وباستخدام المصفوفات حيث F, P مصفوفات عمودية، A مصفوفة مستطيلة (سوف نرفع من أسماء المصفوفات الأقواس [ ]) تصبح المعادلة :

$$P = AF \quad ....(a)$$

وتربط الحركة الداخلية Internal deformation لعناصر المنشأ عند النقطة العقدية node بحركة النقطة الخارجية External node displacement بالعلاقة :

$$e = BX$$

وحيث إن B هى المصفوفة الانتقالية للمصفوفة A أى

$B = A^T$ = the transpose of the matrix A

$e = A^T X$ .... (b)

وتربط القوى الداخلية للعنصر بالإزاحات الداخلية للعنصر :

$F = Se$ .... (c)

والمعادلات c,b,a هى المعادلات الأساسية لطريقة العناصر المحدودة ويمكن ربطها معا

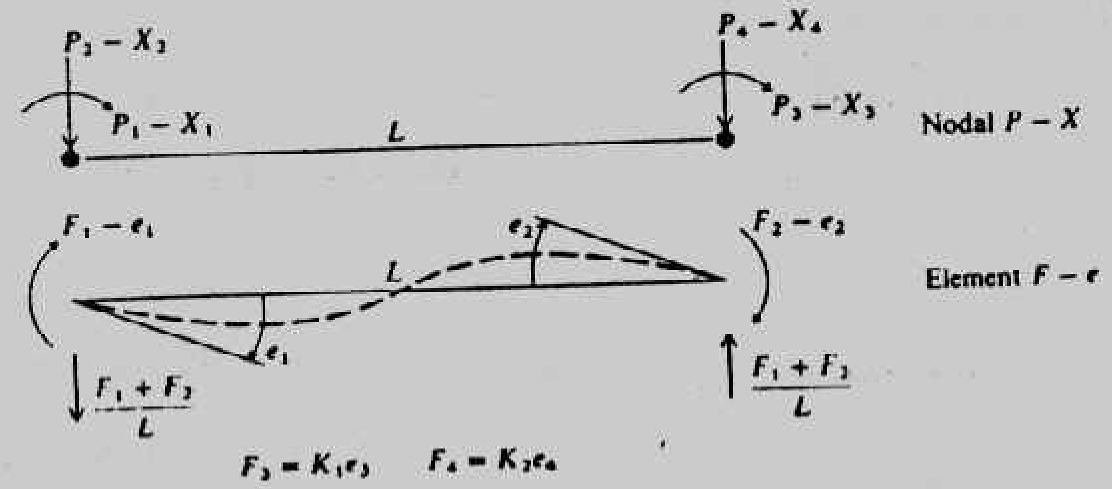
$F = Se = SA^T X$

$P = AF = ASA^T X$

ويمكن إيجاد المجاهيل X باستخدام معكوس المصفوفة المربعة ASA^T

$X = [ASA^T]^{-1} P$

ثم بالراجع يمكن إيجاد القوى الداخلية للعنصر اللازمة للتصميم. وعلى ذلك فهذه الطريقة تعطى بيانات التصميم وبيانات الحركة (الإزاحة).



شكل (٨-٣٨) : قوى العنصر الداخلية وقوى النقطة الخارجية فى طريق العناصر المحدودة.

المصفوفة (A) :

بين شكل (٨-٣٨) كمرة مرتكزة على مجموعة من اليايات بثابت K وهذه الكمرة عليها أحمال خارجية من العزوم المركزة فى نقطة P_1 إلى P_6 مقابلة لدوران النقط X_1 إلى X_6 وقوى خارجية رأسية P_7 إلى P_{12} مقابل انتقال رأسى X_7 إلى X_{12} ويلاحظ أن P يمكن أن تكون قوى رأسية أو عزم وX يمكن أن تكون دوران أو انتقال. والكمرة المبينة بالشكل مقسمة إلى خمس عناصر محدودة بست نقاط عقدية والقوى الداخلية موجودة عن كلنقطة. ويلاحظ أن F_1 إلى F_{10} العزوم الداخلية لنهايات العناصر، F_{11} إلى F_{16} هى قوى اليايات الداخلية. كذلك e_1 إلى e_{10} هى دوران نهايات العناصر، e_{12} إلى e_{16} هى انضغاط اليايات. وعند نقطة ١

$$P_1 - F_1 = 0$$
$$P_1 = F_1$$
$$P_7 - F_1/a - F_2/a + F_{11} = 0$$
$$P_7 = F_1/a + F_2/a - F_{11}$$

وعند النقطة ٢

$$P_2 = F_2 + F_3$$

ولتحقيق مجموع القوى الرأسية يساوى صفرا.

$$P_8 = -F_1/a - F_2/a + F_3/a + F_4/a - F_{12}$$

وعند نقطة ٦

$$P_6 = F_{10}$$

ومجموع القوى الرأسية

$$P_{12} = -F_9/a - F_{10}/a - F_{16}$$

ويأخذ عناصر أكثر عددا فإن المصفوفات سوف يزيد حجمها. وحجم المصفوفة هنا يكون

N = number of elements = 5
$P = 2N + 2 = 12 = NP$
$F = 3N + 1 = 16 = NF$

وتكون المصفوفة بحجم NP x NF ، شكل (٨-٤٠)

المصفوفة B :

إذا دارت النقطة ١ بقيمة X = 1 rad. فإن ياى التربة لا يستطيع مقاومة الدوران وأن e_1 تدور كالآتى:

$$e_1 = X_1 + X_7/a - X_8/a$$

وبالمثل :

$$e_2 = X_2 + X_7/a - X_8/a$$
$$e_3 = X_2 + X_8/a - X_9/a$$
$$e_4 = X_3 + X_8/a - X_9/a$$

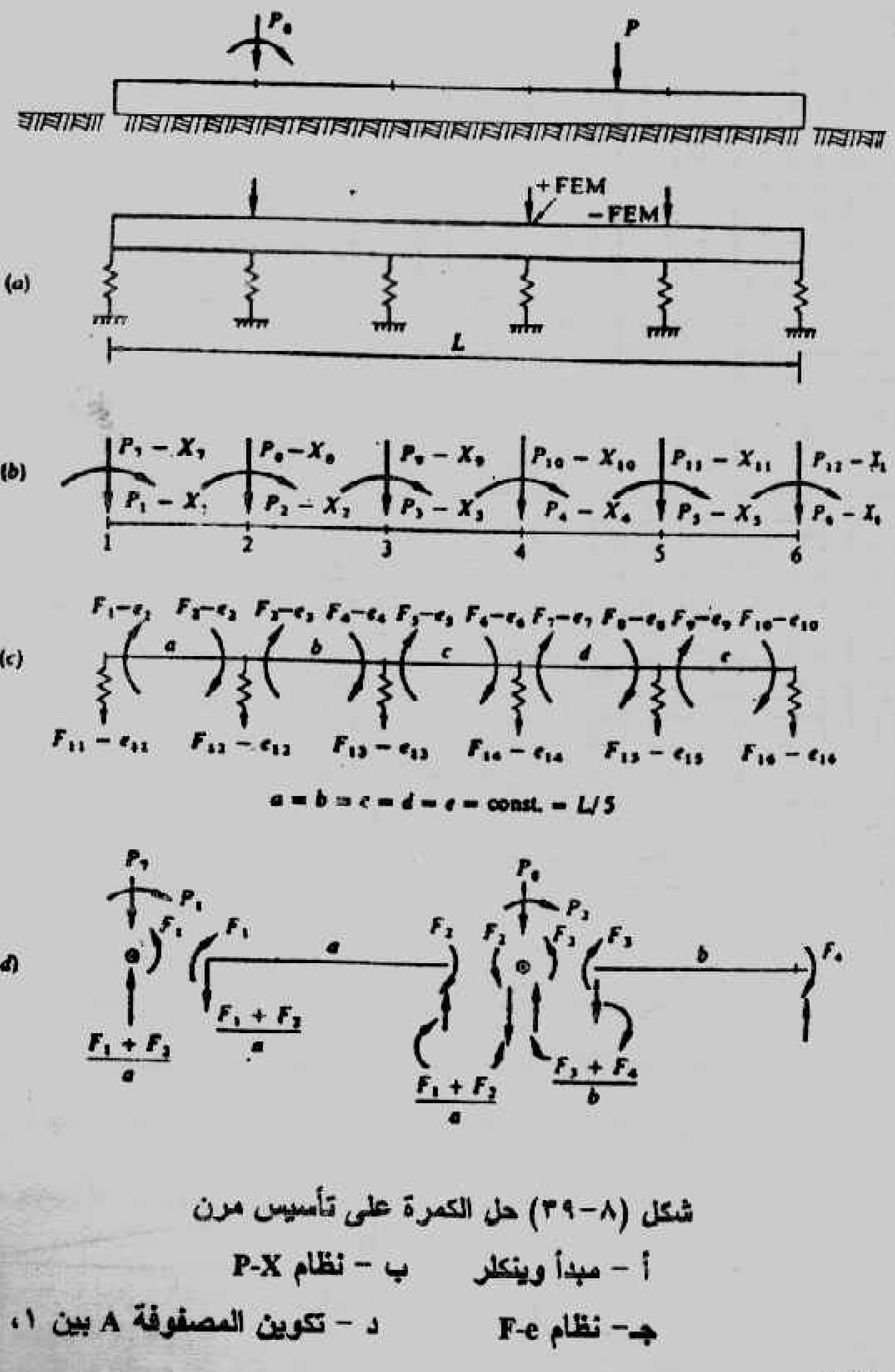
والحركات deformations الداخلية للياى e_{11} إلى e_{16} تكون :

$$e_{11} = -X_7$$
$$e_{12} = -X_8$$
....

والمصفوفة B كاملة مبينة فى شكل (٨-٤٠) مع ملاحظة أن :

$$B = A^T$$

والكمبيوتر يبرمج لتعيين $A^T(I, J)$ مباشرة من A (I,J).



شكل (٨-٣٩) حل الكمرة على تأسيس مرن

أ - مبدأ وينكلر   ب - نظام P-X

جـ- نظام F-e   د - تكوين المصفوفة A بين ١، ٢

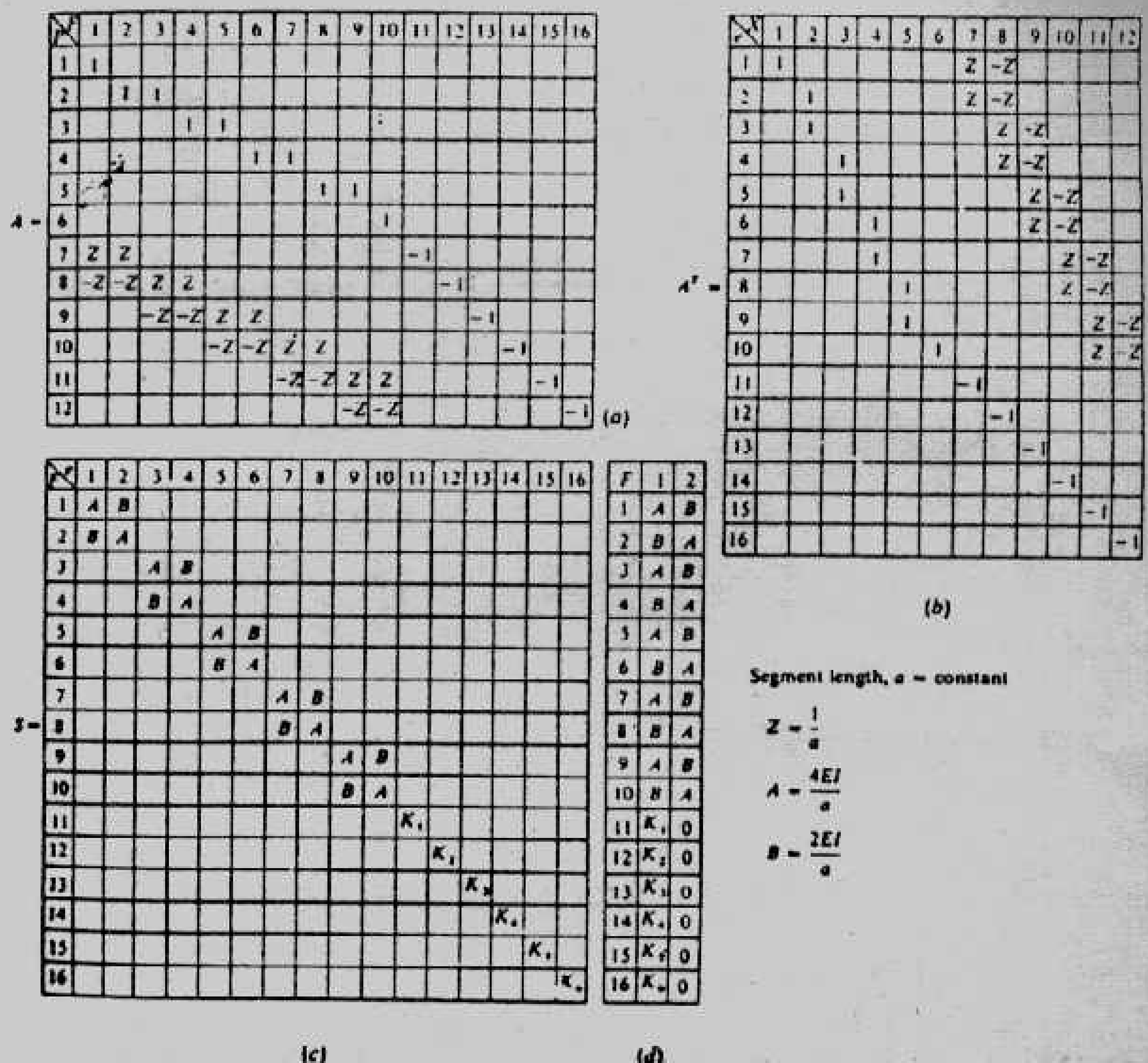
مصفوفة S :

بالرجوع لمبدأ الكمرة المرافقة Conjugate -beam principle فى شكل (٨-٤١)

يتبين أن e_2, e_1 هما :

$$\frac{F_1L}{3EI} - \frac{F_2L}{6EI} = e_1$$

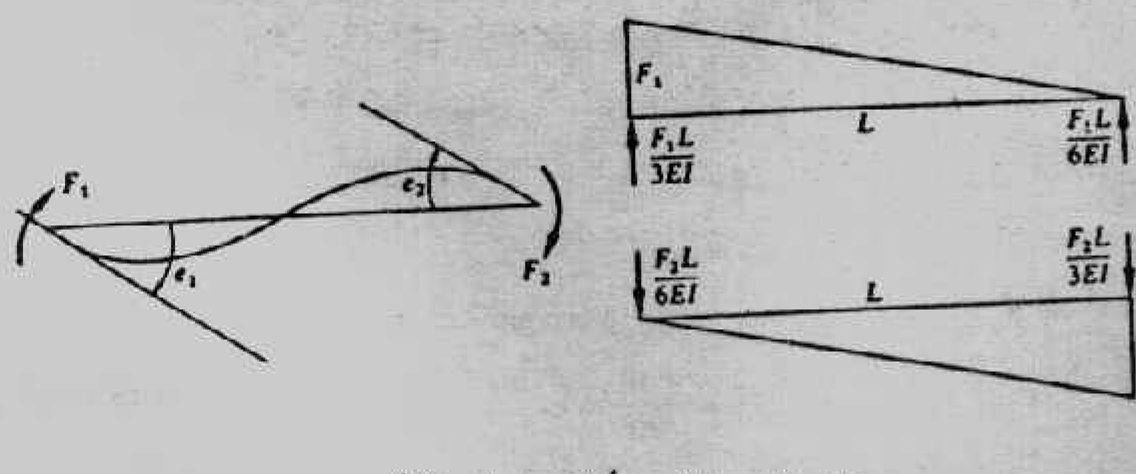
$$-\frac{F_1L}{6EI} + \frac{F_2L}{3EI} = e_2$$



شكل (٨-٤٠) مصفوفات طريقة العناصر المحدودة

أ - المصفوفة الاستاتيكية A   ب- مصفوفة الإزاحات $B = A^T$

جـ - مصفوفة القساوة S   د - مصفوفة S فى عمودين



شكل (٨-٤١) مبدأ الكمرة المرافقة .

وبحل المعادلتين J. I لأول شريحة فى شكل (٨-٣٩) حيث a = L :

$$F_1 = \frac{4EI}{L} e_1 + \frac{2EI}{L} e_2$$

$$F_2 = \frac{2EI}{L} e_1 + \frac{4EI}{L} e_2$$

وبالمثـــل

$$F_3 = \frac{4EI}{b} e_3 + \frac{2EI}{b} e_4$$

$$F_4 = \frac{2EI}{b} e_3 + \frac{4EI}{b} e_4$$

....

والقوة F_{11} تكون

$$F_{11} = K_1 e_{11}$$

حيث الرمز K يستخدم هنا من حركة الياى :

$$F = K\delta$$

ويعين للتربة (الياى) من معامل رد فعل التربة K_s وعرض الكمرة B ٠

$k_1 = aBk_s$
$k_2 = (a + b) /2\ Bk_s$
$k_6 = eBk_s$
and if $a = b = c... = e = h$,
$k_s = Bhk_s$

والمصفوفة S كاملة مبينة فى شكل (٨-٤٠) ويمكن كتابتها فى عمودين فقط للتخفيف عن ذاكرة الكمبيوتر ٠

المصفوفة P :

P_i كما هو فى شكل (٨-٣٩) هى القوى أو العزوم الخارجية المؤثرة على النقط، وامتدادا للمعادلات من a إلى h نجد :

$P_1 = F_1 + 0F_2 + 0F_3 + ... + 0F_{16}$
$P_2 = 0F_1 + F_2 + F_3 + ... + 0F_{16}$
$P_3 + 0F_1 + 0F_2 + 0F_3 + F_4 + F_5 + ... + 0F_{16}$

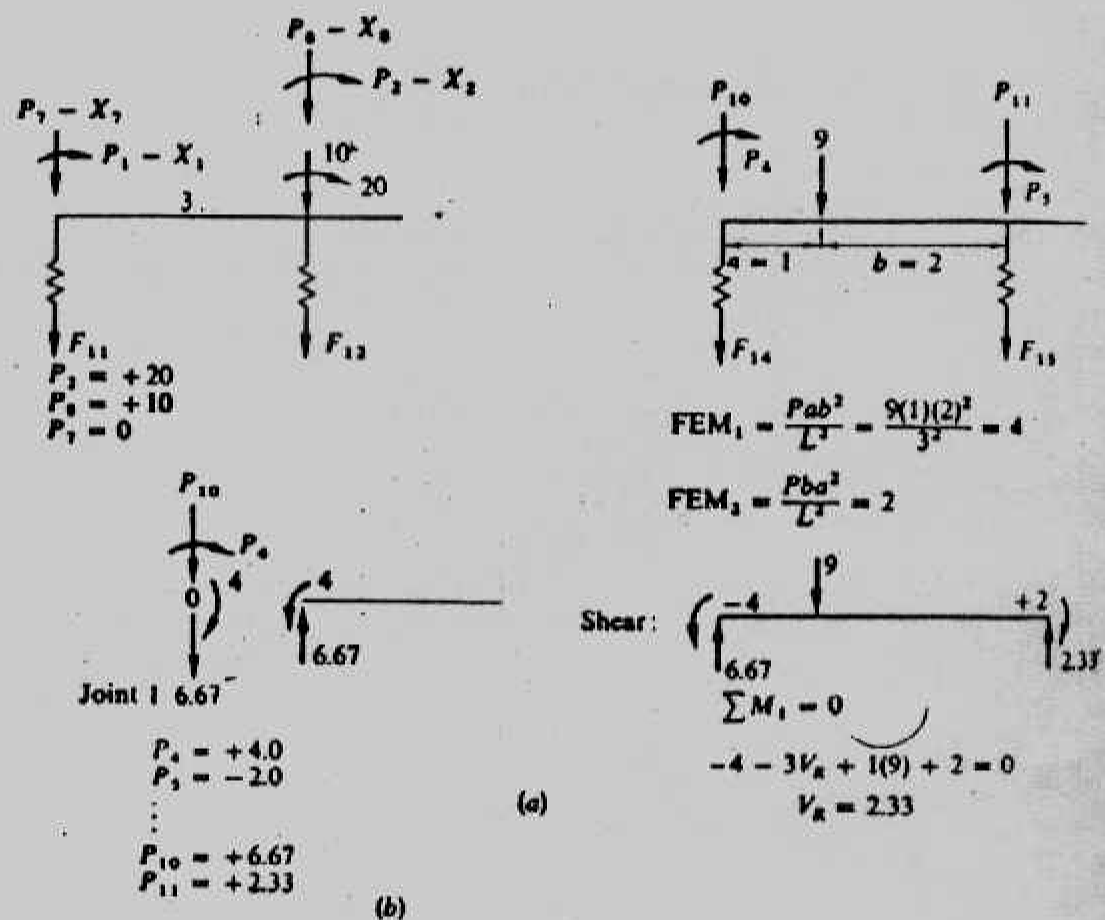
....

$P_7 = F_1 /a + F_2 /a + ... - F_{11} + ... + 0F_{16}$

....

$P_{12} = 0F_1 + 0F_2 ... - F_9 /e - F_{10} /e + ... - F_{16}$

ويبين شكل (٨-٤٢) مثالين لحساب القوى فى المصفوفة P



شكل (٨-٤٢) العلاقة بين الأحمال الخارجية والمصفوفة P

برنامج الكمبيوتر للعناصر المحدودة لكمرة على تربة تأسيس مرنة :

خطوات حل كمرة على تربة تأسيس مرنة باستخدام العناصر المحدودة يمكن تلخيصها فى الآتى، شكل (٨-٤٣)، وشكل (٨-٤٤) :

١- يعمل رسم لنظام الأساس من حيث F-e, P-X كما فى شكل (٨-٣٩)، شكل (٨-٤٣).

٢- تكوين المصفوفة A وبالتالى A^T .

٣- تكوين المصفوفة S بعمودين.

٤- تكوين المصفوفة SA^T وتخزينها لإيجاد :

$$ASA^T = A \times SA^T$$

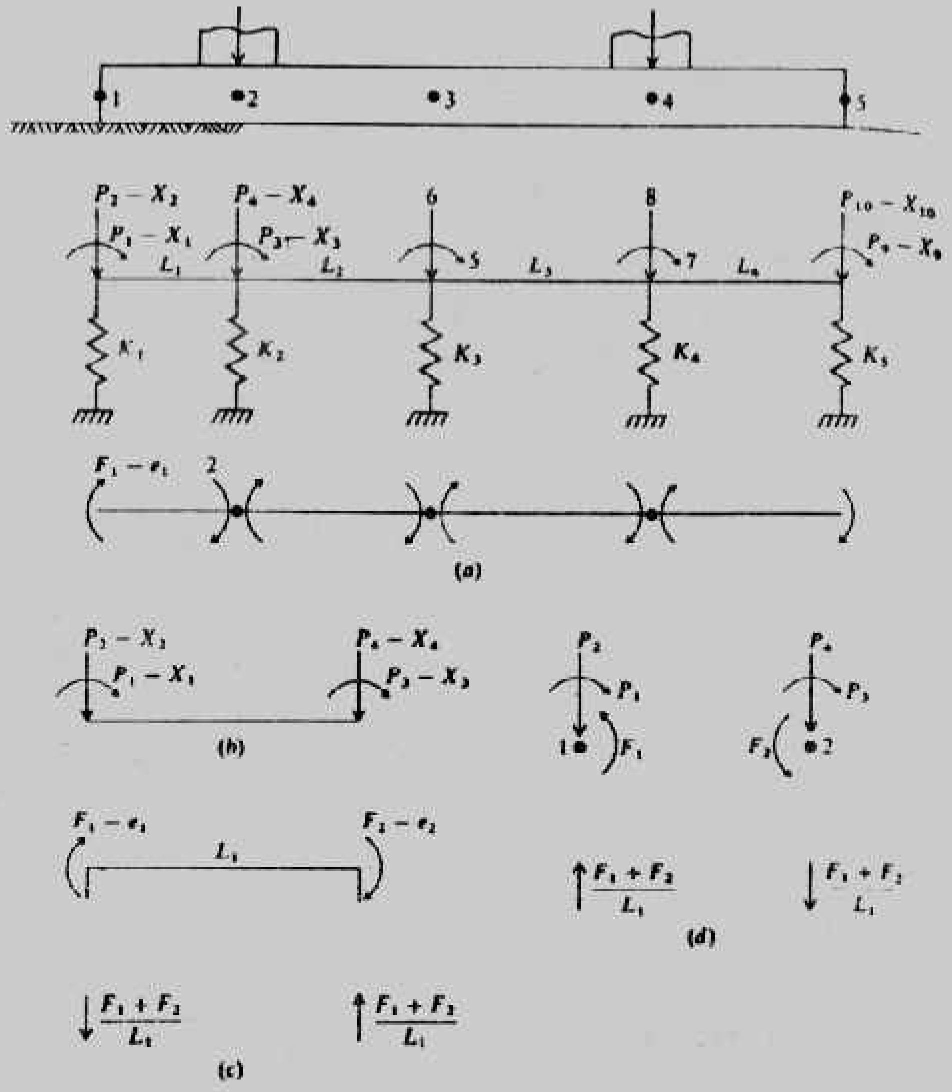
وبعد إيجاد معكوس ASA^T تحسب مصفوفة F :

$$F = SA^T \times X$$

مع ملاحظة أن مصفوفة ASA^T دائما ذات حجم P x P أو 2 + 2N حيث N عدد شرائح الكمرة.

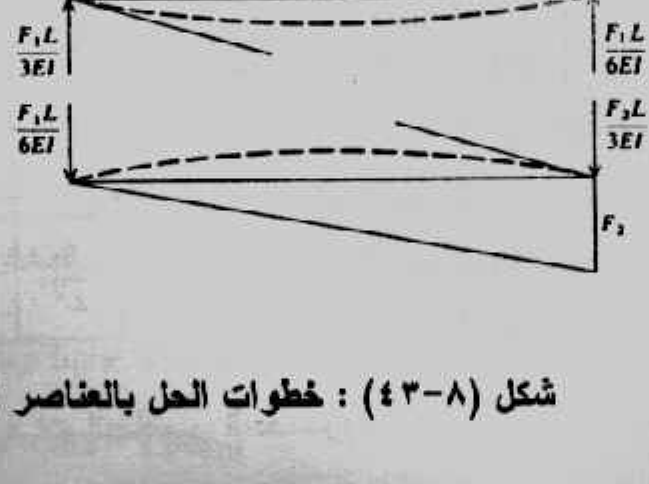
٦- حساب إزاحة النقطة العقدية X :

$$X = [ASA^T]^{-1} P$$



(a) Structure and structure broken into finite elements with global $P - X$; (b) $P - X$ of first element; (c) element forces of any (including first) element; (d) summing nodal forces.

Conjugate-beam relationships between end moments and beam rotations.



شكل (٨-٤٣) : خطوات الحل بالعناصر المحدودة.

$EA =$

P \ F	1	2
1	1	0
2	$1/L$	$1/L$
3	0	1
4	$-1/L$	$-1/L$

$ES =$

F \ e	1	2
1	$\frac{4EI}{L}$	$\frac{2EI}{L}$
2	$\frac{2EI}{L}$	$\frac{4EI}{L}$

$EA^T =$

e \ X	1	2	3	4
1	1	$1/L$	0	$-1/L$
2	0	$1/L$	1	$-1/L$

$ES =$

F \ e	1	2
1	$\frac{4EI}{L}$	$\frac{2EI}{L}$
2	$\frac{2EI}{L}$	$\frac{4EI}{L}$

$ESA^T =$

$\frac{4EI}{L}$	$\frac{6EI}{L^2}$	$\frac{2EI}{L}$	$\frac{-6EI}{L^2}$
$\frac{2EI}{L}$	$\frac{6EI}{L^2}$	$\frac{4EI}{L}$	$\frac{-6EI}{L^2}$

$EA =$

1	0
$1/L$	$1/L$
0	1
$-1/L$	$-1/L$

$EASA^T =$

$\frac{4EI}{L}$	$\frac{6EI}{L^2}$	$\frac{2EI}{L}$	$\frac{-6EI}{L^2}$
$\frac{6EI}{L^2}$	$\frac{12EI}{L^3} + K_1$	$\frac{6EI}{L^2}$	$\frac{-12EI}{L^3}$
$\frac{2EI}{L}$	$\frac{6EI}{L^2}$	$\frac{4EI}{L^2}$	$\frac{-6EI}{L^2}$
$\frac{-6EI}{L^2}$	$\frac{-12EI}{L^3}$	$\frac{-6EI}{L^2}$	$\frac{+12EI}{L^3} + K_2$

شكل (٨-٤٤) : مصفوفات العناصر المحدودة.

مع ملاحظة أن X قد تكون دوران أو إزاحات :

٧- عمل تأكيد لعناصر الانتقال فى مصفوفة X إلى الصفر أو إلى سالب أو قيم فى حدود الحركة الغير خطية nonlinear deflection :

- لقيم الانتقال السالبة والصفرية، الصفر خارج قيم K فى مصفوفة S •
- لقيم X الأكبر من قيم X_{max} المعينة والتى تمثل حركة التربة فى المرحلة الخطية Linear يتم ضرب قيم K فى المصفوفة S للحصول على القوى :

$$G_i = S_i \times X_{max}$$

٨- يتم تطبيق قوى G_i على النقط العقدية كقوة P سالبة فى مصفوفة P لإيجاد P عند النقط:

$$P_i + G_i = PM_i$$

٩- إعادة تكوين مصفوفة S المعدلة، X, ASA^T, SA^T •

١٠- تكرار الخطوات ٨، ٩ حتى الوصول إلى :

- نفس العدد أو أقل للنقط العقدية فى الحل الجارى يكون عندها حركة deflection مساوى الصفر أو سالب أو أكبر من الناتج فى الحل السابق مباشرة•
- أو تنفيذ عدد كاف من تكرار الحلول•

ولقد أعطى البرنامج التفصيلى للكمبيوتر فى عديد من المراجع منها بولس ١٩٧٤، ١٩٨٨ كما أن البرنامج الجاهز أصبح متاحا الآن ضمن برامج الكمبيوتر فى الأسواق•

تصميم الأساسات المشتركة ككمرة على تربة مرنة بالعناصر المحدودة :

تصميم الأساسات ككمرة على تربة مرنة تستلزم مبدئيا تصميمها بالطريقة التقليدية Conventional (Rigid) لإيجاد السمك اللازم للقص والعرض والمساحة الملائمة لجهد التربة المسموح به وباستخدام هذه الأبعاد مع k_s يتم الدخول فى تصميم الأساس ككمرة على تربة مرنة بطريقة العناصر المحدودة•

عزم الانحناء للأساسات ككمرة على تربة مرنة يكون دائما أقل من الناتج من الطريقة التقليدية ولذلك فهو يحتاج إلى حديد أكثر اقتصادا•

وينصح بزيادة عزم الانحناء بقيمة لا تقل عن ١٠٪ لأن العزم المحسوب عادة ما يكون أقل من المقاس فعليا• وهذه الزيادة فى العزم تستلزم زيادة طفيفة فى حديد التسليح ومع ذلك يظل الحديد المستخدم فى هذه الطريقة أقل من المستخدم فى الطريقة التقليدية• أما الحديد فى الاتجاه العرضى فيتم حسابه كما فى الطريقة التقليدية•

Example :(8-9):

Referring to Fig. (8-45) obtain a finite -element solution.

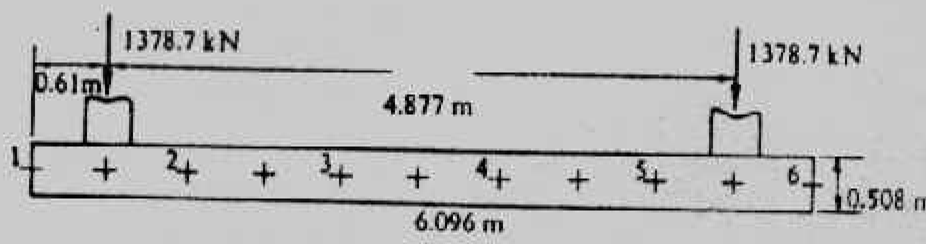
Solution :

Beam depth = 0.508 m, Beam width = 3.048m

$k_s = 7540.32$ kN/m^3
P = 1378.7 kN
E = 22408750 kN/m^2

Divisions = 10

The output results are shown in Fig. (8-46) and Fig. (8-47).



شكل (٨-٤٥) : مثال (٨-٩)٠

Example (8-10):

Given the general footing data shown in Fig. (8-48). Assume the loads are factored and as might be obtained (without end overhang) from some type of tank structure where the loads are from the walls. Take $k_s = LF \times k_s = 1.571 \times 14000 = 220000$ kN/m^3 obtain the fimile element solution.

Solution :

Comments based on Fig. (8-48)

1- $\Sigma F_v = 0$ (3377.7 versus 3375) within computer round-off, single precision, and seven digit.
2- Far end of 9 and near end of 10 : 468.8 - 549 $\simeq$ 81 versus 81 kN m applied.
3- Far end of 12 should be 0.00 (versus 0.000).
4- If largest soil pressure 259.79/LF = 259.8/1.571 = 165.4 < qa this footing would be satisfactory.
5- Largest translation = 0.01181 m = 11.8 mm (at node 1)

largest rotation = -0.000251 rad.

Selected additional output interpretation and checks are shown on Fig. (8-49).

The output results are shown in Fig. (8-50).

تصميم أساسات اللبشة Mat Foundations :

توجد عدة طرق لتصميم أساسات اللبشة منها :

١- الطرق التقريبية : وفيها تقسم اللبشة إلى شرائح طولية وعرضية وتصمم كل شريحة على أنها أساس مشترك أو مستمر ٠ وتستخدم هذه الطرق حينما تكون الأعمدة لها بحور وأحمال متساوية أو متقاربة وتستخدم أيضا هذه الطرق حينما تكون اللبشة عالية الجساءة٠ ولقد سبق تقديم هذه الطرق فى الباب السابق٠

٢- طريقة المرونة التقريبية Approximate Flexible Method وفى هذه الطريقة يفترض أن التربة عبارة عن عدد غير محدود من اليايات المرنة (مبدأ وينكلر)٠

BEAM ON ELASTIC FOUNDATION BY DISPLACEMENT METHOD

BEAM LENGTH = 6.10 M
BEAM WIDTH = 3.05 M
BEAM DEPTH = 0.5080 M
BEAM MOD OF ELAS = 22408736. KN/SQ M
MOD. OF SUBGRADE REAC. = 7540. KN/CU M
THE MAX VALUE OF LINEAR SOIL DEFL = 3.81 CM
THE UNIT WEIGTH OF BEAM = 23.600 KN/CU M

	MOMENT OF INERTIA(M **4)	SEG LENGTH,M
SEG NO 1	0.033298	0.6096
SEG NO 2	0.033298	0.6096
SEG NO 3	0.033298	0.6096
SEG NO 4	0.033298	0.6096
SEG NO 5	0.033298	0.6096
SEG NO 6	0.033298	0.6096
SEG NO 7	0.033298	0.6096
SEG NO 8	0.033298	0.6096
SEG NO 9	0.033298	0.6096
SEG NO 10	0.033298	0.6096

COL NODE POINT = 2 P = 1378.70 KN COL MOMENT = 0.0 KN-M

COL NODE POINT = 10 P = 1378.70 KN COL MOMENT = 0.0 KN-M

	P-MATRIX	BM WT MATRIX	SOIL MATRIX	SUM = PM(I)
1	0.0	0.0	0.0	0.0
2	0.0	0.0	0.0	0.0
3	0.0	0.0	0.0	0.0
4	0.0	0.0	0.0	0.0
5	0.0	0.0	0.0	0.0
6	0.0	0.0	0.0	0.0
7	0.0	0.0	0.0	0.0
8	0.0	0.0	0.0	0.0
9	0.0	0.0	0.0	0.0
10	0.0	0.0	0.0	0.0
11	0.0	0.0	0.0	0.0
12	0.0	11.138	0.0	11.138
13	1378.700	22.276	0.0	1400.976
14	0.0	22.276	0.0	22.276
15	0.0	22.276	0.0	22.276
16	0.0	22.276	0.0	22.276
17	0.0	22.276	0.0	22.276
18	0.0	22.276	0.0	22.276
19	0.0	22.276	0.0	22.276
20	0.0	22.276	0.0	22.276
21	1378.700	22.276	0.0	1400.976
22	0.0	11.138	0.0	11.138

THE INITIAL STIFFNESS MATRIX IN 2-COLS IS

1	4896173.00	2448085.00
2	2448085.00	4896173.00
3	4896173.00	2448085.00
4	2448085.00	4896173.00
5	4896173.00	2448085.00
6	2448085.00	4896173.00
7	4896173.00	2448085.00
8	2448085.00	4896173.00
9	4896173.00	2448085.00
10	2448085.00	4896173.00
11	4896173.00	2448085.00
12	2448085.00	4896173.00
13	4896173.00	2448085.00
14	2448085.00	4896173.00
15	4896173.00	2448085.00
16	2448085.00	4896173.00
17	4896173.00	2448085.00
18	2448085.00	4896173.00
19	4896173.00	2448085.00
20	2448085.00	4896173.00
21	14010.36	0.0
22	14010.36	0.0
23	14010.36	0.0
24	14010.36	0.0
25	14010.36	0.0
26	14010.36	0.0
27	14010.36	0.0
28	14010.36	0.0
29	14010.36	0.0
30	14010.36	0.0
31	14010.36	0.0

شكل (٨-٤٦): مثال (٨-٩).

THE LOAD MATRIX (KN OR KN-M) IS		
LOAD DIR.	1	0.0
LOAD DIR.	2	0.0
LOAD DIR.	3	0.0
LOAD DIR.	4	0.0
LOAD DIR.	5	0.0
LOAD DIR.	6	0.0
LOAD DIR.	7	0.0
LOAD DIR.	8	0.0
LOAD DIR.	9	0.0
LOAD DIR.	10	0.0
LOAD DIR.	11	0.0
LOAD DIR.	12	0.0
LOAD DIR.	13	1378.7000
LOAD DIR.	14	0.0
LOAD DIR.	15	0.0
LOAD DIR.	16	0.0
LOAD DIR.	17	0.0
LOAD DIR.	18	0.0
LOAD DIR.	19	0.0
LOAD DIR.	20	0.0
LOAD DIR.	21	1378.7000
LOAD DIR.	22	0.0

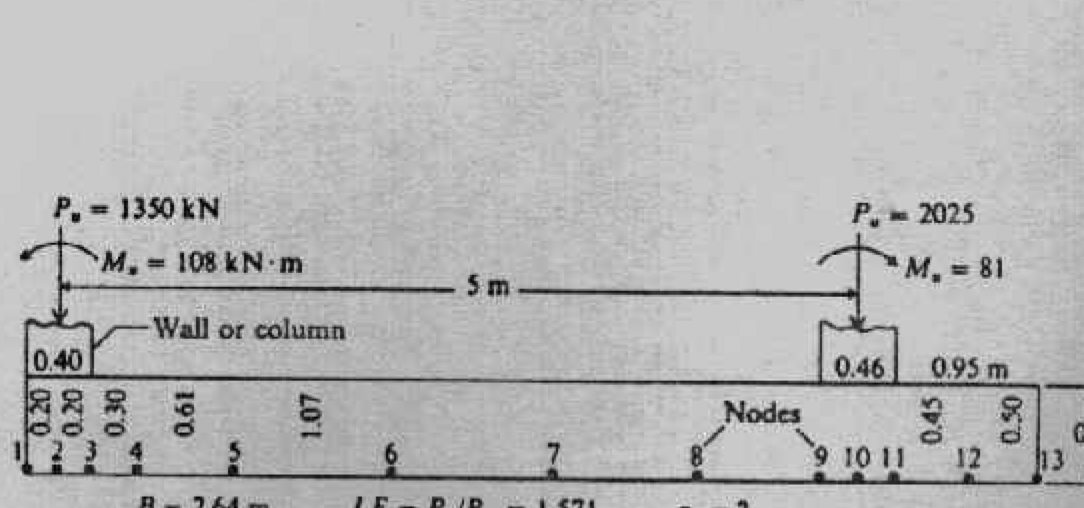
THE JOINT DEFLECTIONS (M OR RADIANS) ARE		
JOINT DIR.	1	-0.00178004
JOINT DIR.	2	-0.00185246
JOINT DIR.	3	-0.00179212
JOINT DIR.	4	-0.00138393
JOINT DIR.	5	-0.00074858
JOINT DIR.	6	-0.00000125
JOINT DIR.	7	0.00074618
JOINT DIR.	8	0.00138182
JOINT DIR.	9	0.00179049
JOINT DIR.	10	0.00185110
JOINT DIR.	11	0.00177876
JOINT DIR.	12	0.02157150
JOINT DIR.	13	0.02047165
JOINT DIR.	14	0.01934008
JOINT DIR.	15	0.01835753
JOINT DIR.	16	0.01769904
JOINT DIR.	17	0.01746760
JOINT DIR.	18	0.01769743
JOINT DIR.	19	0.01835456
JOINT DIR.	20	0.01933599
JOINT DIR.	21	0.02046877
JOINT DIR.	22	0.02156578

THE FORCE MATRIX (KN OR KN-M) IS		
MOMENT	1	0.2500 Round-off
MOMENT	2	-177.0625
MOMENT	3	175.6250
MOMENT	4	323.3125 ✓
MOMENT	5	-325.2500
MOMENT	6	674.0625
MOMENT	7	-675.1875
MOMENT	8	880.1875
MOMENT	9	-879.9375
MOMENT	10	949.6250
MOMENT	11	-948.4375
MOMENT	12	881.3125
MOMENT	13	-880.6250
MOMENT	14	675.5000
MOMENT	15	-675.0625
MOMENT	16	325.3750
MOMENT	17	-325.1250
MOMENT	18	-176.7500
MOMENT	19	177.3750
MOMENT	20	0.2500
FORCE	21	-302.2244
FORCE	22	-286.8152
FORCE	23	-270.9612
FORCE	24	-257.1956
FORCE	25	-247.9699
FORCE	26	-244.7273
FORCE	27	-247.9474
FORCE	28	-257.1538
FORCE	29	-270.9041
FORCE	30	-286.7466
FORCE	31	-302.1443

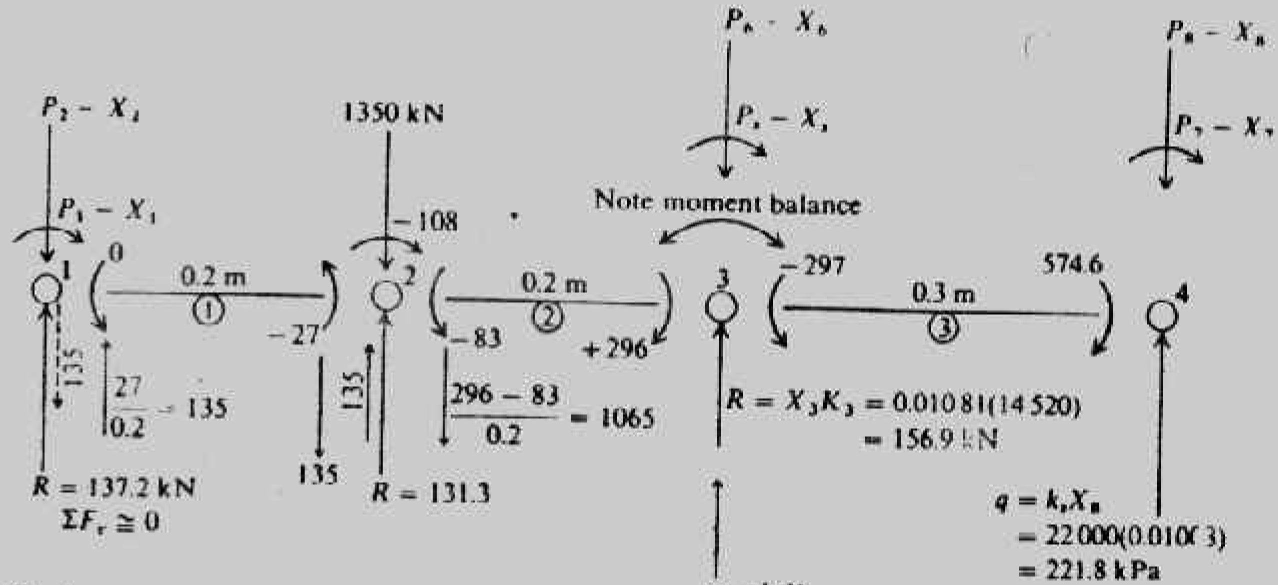
Checking: @ M_6 = 948.44/1.396 = 679.4 (679.2 E5-2.3)
@ ΣF_v = 2974.8/4.4475 = 668.9* (668.4*)

SHEAR AT EACH SEGMENT, KN		BENG. MOMENT AT EACH ORDINATE KN-M (ORIG. FEMS ADDED)		SOIL REACTION AT EA. ORD., KN	SOIL PRESSURE KN/SQ M
1	291.0864	1	0.2500	302.2244	162.656
2	-823.0742	2	175.6250	286.8152	154.363
3	-574.3889	3	-325.2500	270.9612	145.830
4	-339.4692	4	-675.1875	257.1956	138.422
5	-113.7753	5	-879.9375	247.9699	133.456
6	108.6761	6	-948.4375	244.7273	131.711
7	334.3477	7	-880.6250	247.9474	133.444
8	569.2256	8	-675.0625	257.1538	138.399
9	817.8538	9	-325.1250	270.9041	145.799
10	-296.3755	10	177.3750	286.7466	154.326
		11	-0.2500	302.1443	162.613
			SUM OF SOIL REACTIONS =	2974.7891 (2980.15)	

شكل (٨-٤٧): مثال (٨-٩).



شكل (٨-٤٨): مثال (٨-١٠).



Check

$\Sigma F_{v,2} = 135 + 137.2 + 1065 = 1337.2 \cong 1350$ O.K.

$\Sigma M_2 = 108 - 27 - 83 \cong 0$ O.K.

$I = \frac{Bt^3}{12} = \frac{2.64(0.6)^3}{12} = 0.047\,520\ m^4$—moment of inertia of any element

$K_1 = 22\,000\left(\frac{0.2}{2}\right)(2.64)(2) = 11\,616$ kN/m
$K_2 = 22\,000(0.2)(2.64) = 11\,616$ kN/m
} Soil spring computations for first two nodes

R = node spring force

Large numbers in SI produce round-off error using single precision

شكل (٨-٤٩): مثال (٨-١٠)٠

٣- طرق العناصر المميزة Discrete Element Methods : حيث تقسم اللبشة إلى عناصر وتضم هذه الطرق :

أ - طريقة الفروق المحدودة٠

ب- طريقة العناصر المحدودة٠

جـ- طريقة الشبكة المحدودة٠

وسوف تقدم فى هذا الباب فكرة عن هذه الطرق علما بأن هذه الطرق تستلزم المام القارئ بالمصفوفات والكمبيوتر وطرق التحليل العددى٠

تصميم اللبشة بطريقة المرونة التقريبية :

Design of Mat by Approximate Flexible Method :

تعتمد هذه الطريقة على مبدأ وينكلر Winkler الذى يفترض أن التربة عبارة عن عدد غير محدد من اليايات المرنة ذات ثابت مرونة هو معامل رد فعل التربة K_s٠ ولقد

اقترح هذه الطريقة معهد الخرسانة الأمريكى ACI ، والتصميم أساسا هنا يعتمد على نظرية الأسطح Plates theory تحت حمل واحد، وإذا وجد أكثر من حمل فيستخدم مبدأ التجميع Super-position لتعيين العزم والقص والهبوط لأى نقطة، وتتلخص هذه الطريقة فى الخطوات الآتية :

١- حساب عمق اللبشة استنادا على التأثير الثنائى Two-way action للعمود الحرج (الركن أو الجانب أو الداخلى)،

٢- حساب جساءة بلاطة اللبشة :

$$D = \frac{E_c t^3}{12(1-\mu_c^2)} \quad \text{(units of moment)}$$

E_c = Young's modulus of foundation material
μ_c = poisson's ratio of foundation material

٣- حساب نصف قطر القساوة المؤثرة raduis of effective stiffness

$$L = \sqrt[4]{\frac{D}{k_s}} \quad \text{(units of length)}$$

لاحظ أن منطقة تأثير أى عمود هى من ٣ إلى ٤ مرات نصف القطر L ،

٤- حساب العزوم المماسة والقطرية والقص والهبوط باستخدام المعادلات الآتية :

$$M_r = -\frac{P}{4}\left[Z_4 - \frac{1-\mu_c}{x} Z'_3\right]$$

$$M_t = -\frac{P}{4}\left(\mu_c Z_4 + \frac{1-\mu_c}{x} Z'_3\right)$$

$$\Delta H = \frac{PL^2}{8D} \quad \text{(at load)}$$

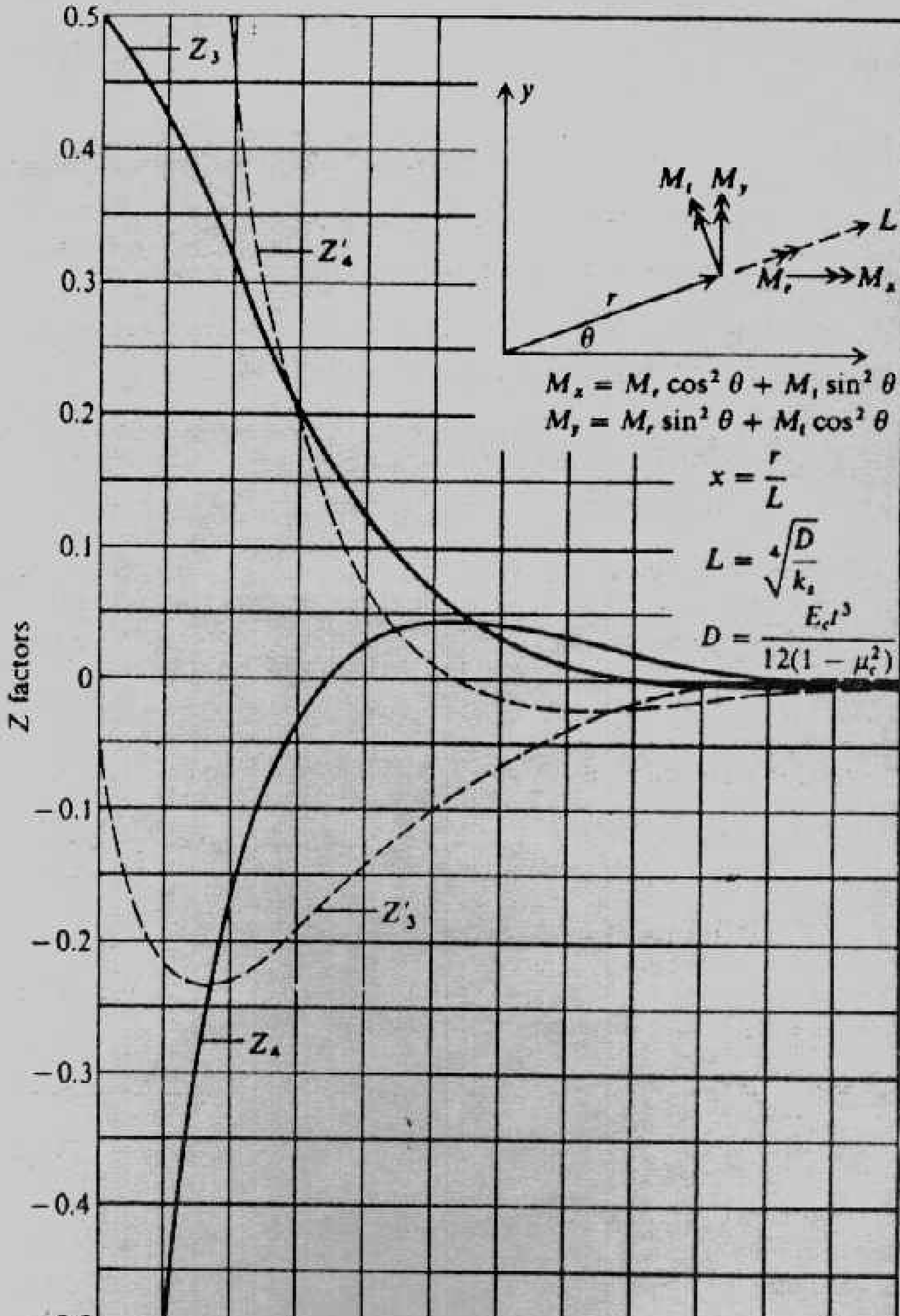
$$\Delta H = \frac{PL^2}{4D} Z_3 \quad \text{(at distance } r \text{ from load)}$$

$$V = -\frac{P}{4L} Z'_4$$

μ_c = Poisson's ratio for mat (use 0.15 for concrete)
x = distance ratio r/L
Z_i = factors

M_r, M_t = radial and tangential moments *per unit of width*
V = shear per unit of width of plate

My, Mx على محاور مستطيلة يمكن حسابها كما هو مبين بشكل (٨-٥١)،



شكل (٨-٥١) : معاملات طريقة المرونة التقريبية .

٥- إذا كانت حافة اللبشة تقع فى منطقة تأثير العمود فإن العزم والقص على طول الحافة يعين على افتراض أن اللبشة ممتدة فى هذا المكان. ويؤخذ القص والعزم عند الحافة الموازية كحمل حافة بإشارة معاكسة.

تصميم اللبشة بطريقة الفروق المحدودة :

Design of Mat by Finite Differences Method :

طريقة الفروق المحدودة للبشة تستخدم المعادلة التفاضلية من الدرجة الرابعة للأسطح والقشريات Plates and shells .

$$\frac{\partial^4 w}{\partial x^4}+\frac{2\partial^4 w}{\partial x^4\,\partial y^2}+\frac{\partial^4 w}{\partial y^4}=\frac{q}{D}+\frac{P}{D(\partial x\,\partial y)}$$

وبالتعويض المباشر عن y'''' . y'' من جدول (٨-١٠) وباستخدام $\partial x = \partial y = h$ نرى أن معادلة الفروق المحدودة للهبوط عند أى نقطة عقدية على اللبشة باستخدام شبكة مربعة شكل (٨-٥٢) تصبح

$$20w_o - 8(w_T + w_B + w_R + w_L) + 2(w_{TL} + w_{TR} + w_{BL} + w_{BR}) + (w_{TT} + w_{BB} + w_{LL} + w_{RR}) = \frac{qh^4}{D} + \frac{Ph^2}{D}$$

الإشارات $+q$ ، $+P$ تكون فى الاتجاه السفلى، q تكون جهد التربة لأعلى أو حمل اللبشة لأسفل كما أن جهد التربة يرتبط بمعامل رد فعل التربة

$$-q = k_s w$$

ويأخذ القيمة السابقة للهبوط ونقلها للطرف الأيسر من المعادلة الرئيسية تنتج زيادة فى جزء 20W إلى :

$$\left(20 + k_s\frac{h^4}{D}\right)w_o$$

ويجب مراعاة الوحدات فإذا كان qh^4/D بالمتر فإن الهبوط w يكون بالمتر. ويوضح شكل (٨-٥٣) تطبيق المعادلة الرئيسية السابقة.

وبحل اللبشة بشبكة مستطيلة أبعادها h ،rh كما فى شكل (٨-٥٤) فإن المعادلة الرئيسية تأخذ الشكل الآتى.

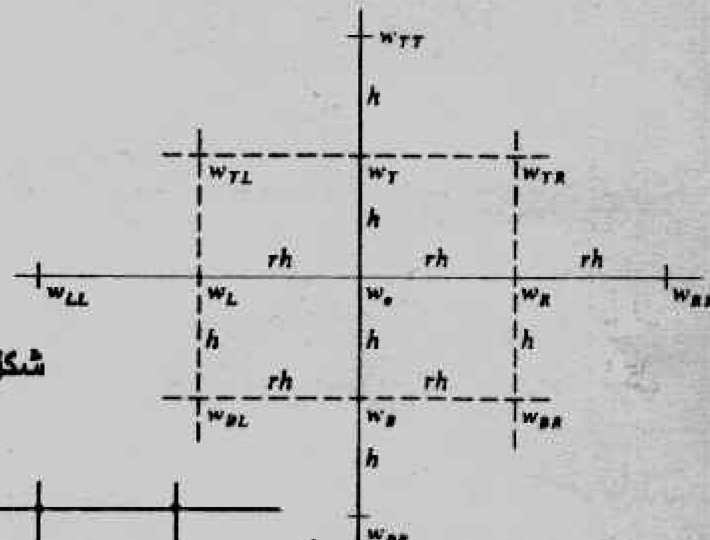
$$\left(\frac{6}{r_4}+\frac{8}{r^2}+6\right)w_o+\left(-\frac{4}{r^4}-\frac{4}{r^2}\right)(w_L+w_R)+\left(-\frac{4}{r^2}-4\right)(w_T+w_B)$$

$$+\frac{2}{r^2}(w_{TL}+w_{TR}+w_{BL}+w_{BR})+w_{TT}+w_{BB}+\frac{1}{r^4}(w_{LL}+w_{RR})=\frac{qrh^2}{rD}+\frac{Ph^2}{rD}$$

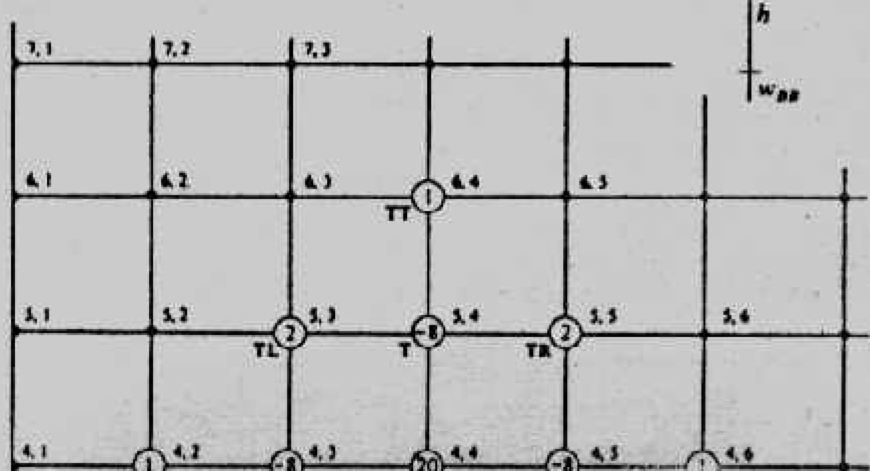
وحيث $q = -k_s w_o$ فإن عنصر w_o يصبح :

$$\left(\frac{6}{r^4}+\frac{8}{r^2}+6+\frac{k_s h^4}{D}\right)w_o$$

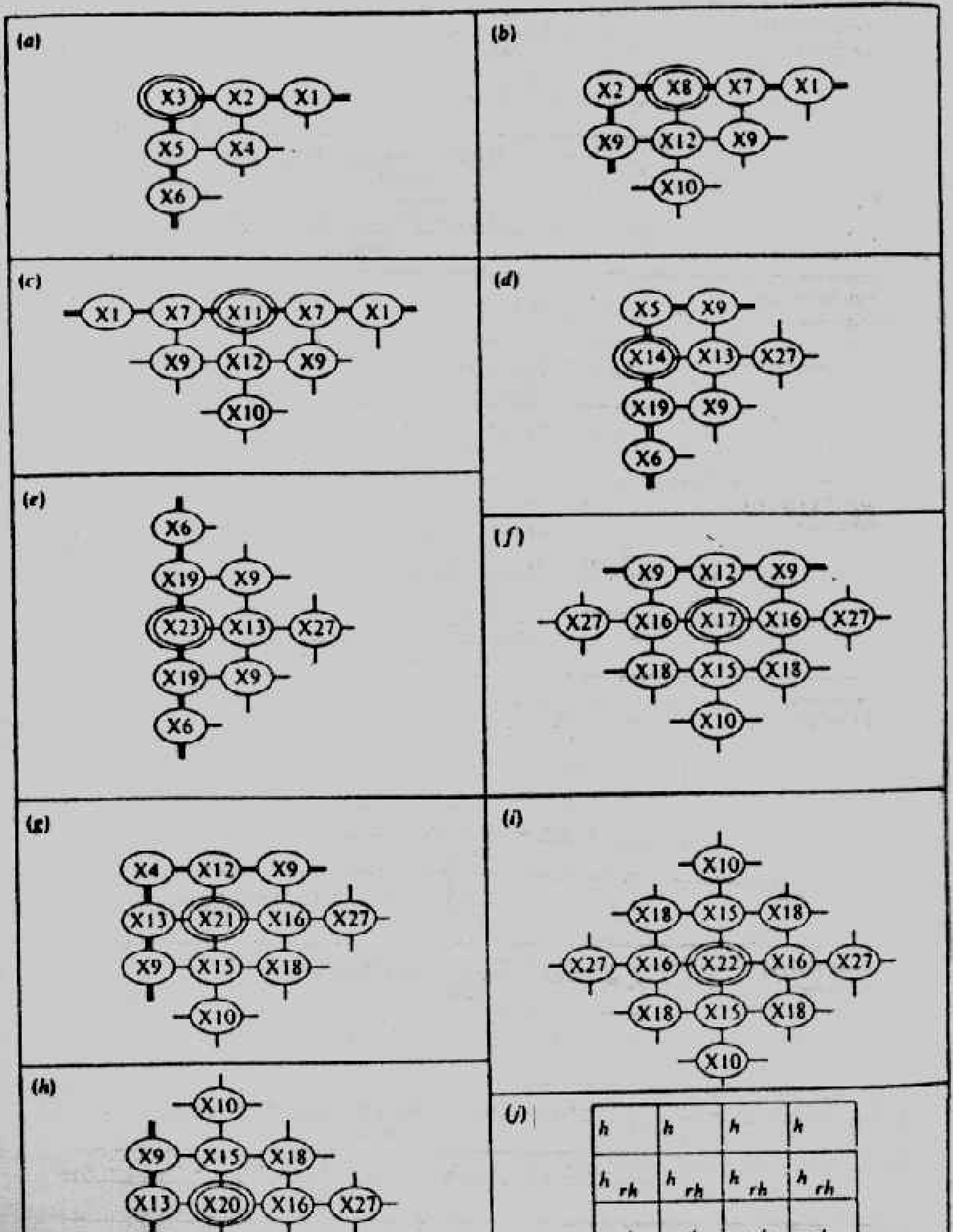
ويوضح شكل (٨-٥٤) وجدول (٨-١١) تطبيق المعادلة الأخيرة على شبكة مستطيلة.



شكل (٨-٥٢):شبكة الفروق المحدوده



شكل (٨-٥٣) : تطبيق معادلة الفروق المحدودة.



شكل (٨-٥٤) : طريقة الفروق المحدودة على شبكة مستطيلة .

جدول (٨-١٠) الفــروق المحــدودة.

Second forward differences	$y'_n = \dfrac{-y_{n+2} + 4y_{n+1} - 3y_n}{2(\Delta x)}$
	$y''_n = \dfrac{-y_{n+3} + 4y_{n+2} - 5y_{n+1} + 2y_n}{(\Delta x)^2}$
	$y'''_n = \dfrac{-3y_{n+4} + 14y_{n+3} - 24y_{n+2} + 18y_{n+1} - 5y_n}{2(\Delta x)^3}$
	$y''''_n = \dfrac{-2y_{n+5} + 11_{n+4} - 24y_{n+3} + 26y_{n+2} - 14y_{n+1} + 3y_n}{(\Delta x)^4}$
First backward differences	$y'_n = \dfrac{y_n - y_{n-1}}{\Delta x}$
	$y''_n = \dfrac{y_n - 2y_{n-1} + y_{n-2}}{(\Delta x)^2}$
	$y'''_n = \dfrac{y_n - 3y_{n-1} + 3y_{n-2} - y_{n-3}}{(\Delta x)^3}$
Second backward differences	$y'_n = \dfrac{3y_n - 4y_{n-1} + y_{n-2}}{2(\Delta x)}$
	$y''_n = \dfrac{2y_n - 5y_{n-1} + 4y_{n-2} - y_{n-3}}{(\Delta x)^2}$
	$y''' = \dfrac{5y_n - 18y_{n-1} + 24y_{n-2} - 14y_{n-3} + 3y_{n-4}}{2(\Delta x)^3}$
irst central ifferences	$y'_n = \dfrac{y_{n+1} - y_{n-1}}{2(\Delta x)}$
	$y''_n = \dfrac{y_{n+1} - 2y_n + y_{n-1}}{(\Delta x)^2}$
	$y'''_n = \dfrac{y_{n+2} - 2y_{n+1} + 2y_{n-1} - y_{n-2}}{2(\Delta x)^3}$
	$y''''_n = \dfrac{y_{n+2} - 4y_{n+1} + 6y_n - 4y_{n-1} + y_{n-2}}{(\Delta x)^4}$
econd central ifferences	$y'_n = \dfrac{-y_{n+2} + 8y_{n+1} - 8y_{n-1} + y_{n-2}}{12(\Delta x)}$
	$y''_n = \dfrac{-y_{n+2} + 16y_{n+1} - 30y_n + 16y_{n-1} - y_{n-2}}{12(\Delta x)^2}$
	$y'''_n = \dfrac{-y_{n+3} + 8y_{n+2} - 13y_{n+1} + 13y_{n-1} - 8y_{n-2} + y_{n-3}}{8(\Delta x)^3}$
	$y''''_n = \dfrac{-y_{n-3} + 12y_{n+2} - 39y_{n+1} + 56y_n - 39y_{n-1} + 12y_{n-2} - y_{n-3}}{6(\Delta x)^4}$
irst forward ifferences	$y'_n = \dfrac{y_{n+1} - y_n}{\Delta x}$
	$y''_n = \dfrac{y_{n+2} - 2y_{n+1} + y_n}{(\Delta x)^2}$
	$y''' = \dfrac{y_{n+3} - 3y_{n+2} + 3y_{n+1} - y_n}{(\Delta x)^3}$
	$y''''_n = \dfrac{y_{n+4} - 4y_{n+3} + 6y_{n+2} - 4y_{n+1} + y_n}{(\Delta x)^4}$

جدول (٨-١١) قيم الفروق المحــدودة.

$X1 = \frac{1}{2r^4}(1 - \mu_2)$	$X2 = -\frac{1}{r^4}(1 - \mu^2) - \frac{2}{r^3}(1 - \mu)$
$X3 = \frac{1}{2r^4}(1 - \mu^2) + \frac{2}{r^3}(1 - \mu) + \frac{1}{2}(1 - \mu^2)$	$X4 = \frac{2}{r^3}(1 - \mu)$
$X5 = -\frac{2}{r^3}(1 - \mu) - (1 - \mu^2)$	$X6 = \frac{1}{2}(1 - \mu^2)$
$X7 = \frac{2}{r^4}(1 - \mu^2) - \frac{2}{r^3}(1 - \mu)$	$X8 = \frac{5}{2r^4}(1 - \mu^2) + \frac{4}{r^3}(1 - \mu) + 1.0$
$X9 = \frac{1}{r^3}(2 - \mu)$	$X10 = 1.0$
$X11 = \frac{3}{r^4}(1 - \mu^2) + \frac{4}{r^3}(1 - \mu) + 1.0$	$X12 = -\frac{2}{r^3}(2 - \mu) - 2.0$
$X13 = -\frac{2}{r^4} - \frac{2}{r^3}(2 - \mu)$	$X14 = \frac{1}{r^4} + \frac{4}{r^2}(1 - \mu) + \frac{3}{2}(1 - \mu^2)$
$X15 = -\frac{4}{r^3} - 4$	$X16 = -\frac{4}{r^4} - \frac{4}{r^3}$
$X17 = \frac{6}{r^4} + \frac{8}{r^2} + 5$	$X18 = \frac{2}{r^2}$
$X19 = -\frac{2}{r^3}(1 - \mu) - 2(1 - \mu^2)$	$X20 = \frac{5}{r^4} + \frac{8}{r^2} + 6$
$X21 = \frac{5}{r^4} + \frac{8}{r^3} + 5$	$X22 = \frac{6}{r^4} + \frac{8}{r^2} + 6$
$X23 = \frac{1}{r^4} + \frac{4}{r^2}(1 - \mu) + 3(1 - \mu^2)$	$X27 = \frac{1}{r^4}$

والقيم المبينة فى شكل (٨-٥٤) يمكن استخدامها لحل أى مسألة سواء كانت الشبكة مستطيلة أو مربعة، وعلى سبيل المثال إذا أخذنا ركن من اللبشة كما هو مبين بشكل (٨-٥٥) فإنه يمكن الحصول على معادلة الفروق المحدودة للنقطة العقدية باستخدام نظام شبكة النقطة المركزية Centre-point grid system وعلاقة العزم.

$$\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \mu \frac{\partial^2 w}{\partial^2 y} = 0$$

وعلاقة القص

$$\frac{\partial^3 w}{\partial x^3} + (2 - \mu) \frac{\partial^3 w}{\partial x \, \partial y^2} = 0$$

والعزم والقص المتعامدان على الحافة الحرة يساويان الصفر ، وإذا كانت نقطة ١٩ على اللبشة فإنه لا توجد مشكلة، ولكن لو كانت غير موجودة على اللبشة كما هو الحال هنا فإننا نطبق المعادلتين السابقتين، وبمساواة العزم المتعامد على الحافة عند نقطة ١٨ بالصفر نجد:

$$\frac{1}{(rH)^2}(w_{17} - 2w_{18} + w_{19})+ \frac{\mu}{H^2}(w_{22} - 2w_{18} + w_{13}) = 0$$

وبحذف H^2 تتحول إلى :

$$w_{17} - 2w_{18} + w_{19} + \mu r^2 w_{22} - 2\mu r^2 w_{18} + \mu r^2 w_{13} = 0$$

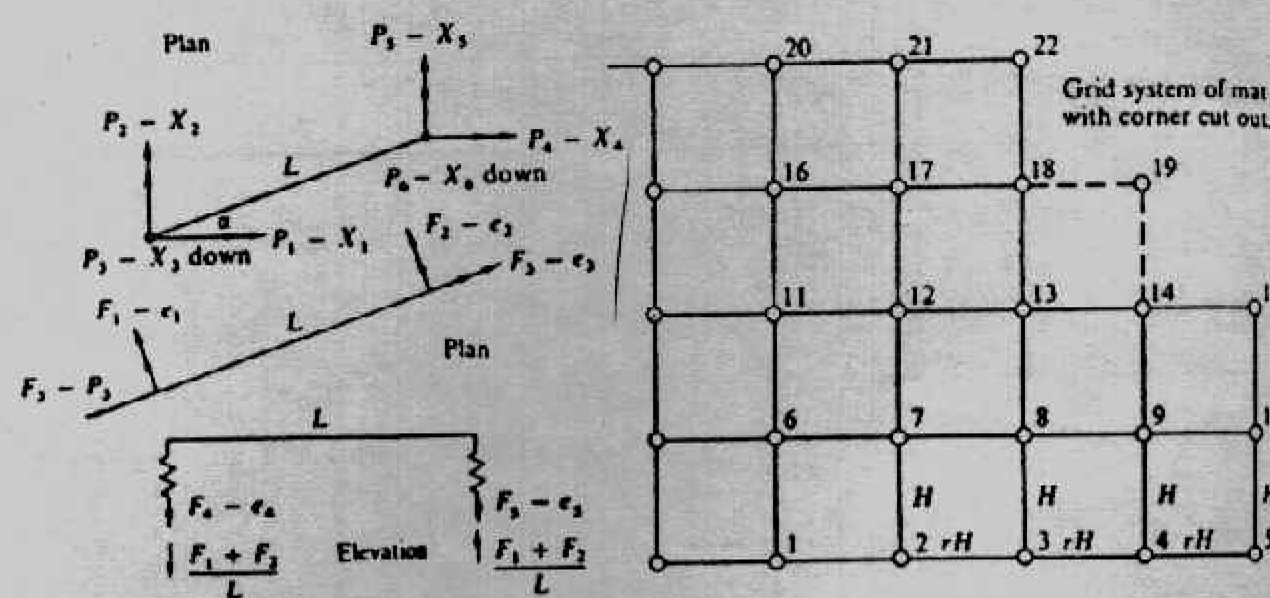
وبالحل لـ Wig نجد :

$$w_{19} = -\mu r^2 w_{13} - w_{17} + (2 + 2\mu r^2)w_{18} - \mu r^2 w_{22}$$

وبالتعويض عن هذه القيمة فى قيمة الفرق عند نقطة ١٣ وتطبيق $2r^2/r^4$ نحصل على معادلة الفروق المحدودة عند نقطة ١٣ وباستخدام جدول (٨-١١).

$$\begin{aligned} & X10 \cdot w_3 + X18 \cdot w_7 + X15 \cdot w_8 + X18 \cdot w_9 + X27 \cdot w_{11} + X16 \cdot w_{12} \\ & + (X22 - 2\mu) \cdot w_{13} + X16 \cdot w_{14} + X27 \cdot w_{15} + 0 \cdot w_{17} \\ & + (-4 + 4\mu) \cdot w_{18} + (1 - 2\mu) \cdot w^{22} \\ & = \frac{1}{Dr^5}[PH^2 - k_s(rH)^2 \cdot w_{13}] \end{aligned}$$

ويعيب طريقة الفروق المحدودة تلك المصفوفة الكبيرة التى يجب حلها بالكمبيوتر والتى تأخذ وقتا طويلا وقد تصل المصفوفة إلى ١٠٠٠ × ١٠٠٠ ، كما يعيب هذه الطريقة أيضا إدخال تأثير حالات الحدود وحالات تثبيت العمود، وإدخال تأثير وجود ثقوب وميول بخرسانة اللبشة، كذلك صعوبة الحل بوجود عزم مركز فى نقطة بل يجب توزيع العزم على عرض اللبشة، أما مزايا هذه الطريقة فتتمثل فى سهولة وسرعة التطبيق.

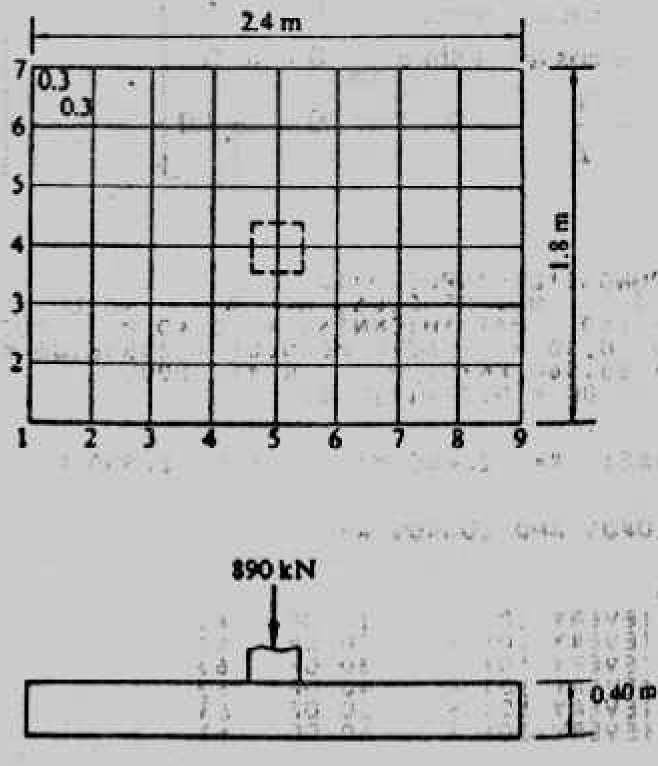


شكل (٨-٥٥) : نقطة خارج اللبشة.

Example (8-11):

Compute the bending moments of the rectangular spread footing (metric) shown in Fig.(8-56) use a grid of 0.3 x 0.3 m. Take E_c = 22.408.730 kN/sq m. The

allowable soil pressure is 2kg/sq cm. from which one can compute $k_s \approx 23536$kN/cu m. Concrete unit wieght (γ_c) gives 23.56 kN/cu m. Poisson's ratio is taken as 0.15



شكل (٨-٥٦) : مثال (٨-١١).

Solution :

Figs. (8-57, 58, 59, 60) give the input and out put of solution.

تصميم اللبشة بطريقة العناصر المحدودة :

Finite Element Method for Mat Foundation :

فى طريقة العناصر المحدودة تكون الإزاحة على الشكل الآتى :

$$u = a_1 + a_2X + a_3Y + a_4X^2 + a_5XY + a_6Y^2 + a_7X^3 + a_8X^2Y + a_9XY^2 + a_{10}Y^3 + a_{11}X^4 + a_{12}X^3Y + a_{13}X^2Y^2 + a_{14}XY^3 + a_{15}Y^4$$

وبالنسبة للمستوى المستطيل يوجد ثلاث إزاحات عند كل ركن (node) أى ١٢ مجهول شكل (٨-٦١).

وبتقسيم اللبشة إلى أعضاء شبكية grid members بمقاومة لى وعزم، وصفات الأعضاء الشبكية يمكن تعيينها من الأبعاد التى تحدد من موقع العضو داخل الشبكة، فمثلا الأعضاء من ١ إلى ٣ لها عرض يعادل نصف عرض الأعضاء ٤، ٨، ١٠، ١١ . وبالرجوع لشكل (٨-٣٩) الذى يوضح عنصر P-X ومخطط F-e يتم الحصول على المصفوفة A والمصفوفة S :

$$A = \begin{array}{c} \\ \end{array}\begin{array}{c|ccccc} P\backslash F & 1 & 2 & 3 & 4 & 5 \\ \hline 1 & -\sin\alpha & 0 & -\cos\alpha & 0 & 0 \\ 2 & +\cos\alpha & 0 & -\sin\alpha & 0 & 0 \\ 3 & +\frac{1}{L} & +\frac{1}{L} & 0 & -1.0 & 0 \\ 4 & 0 & -\sin\alpha & +\cos\alpha & 0 & 0 \\ 5 & 0 & +\cos\alpha & +\sin\alpha & 0 & 0 \\ 6 & -\frac{1}{L} & -\frac{1}{L} & 0 & 0 & -1.0 \end{array}$$

$$S = \begin{array}{c|ccccc} F\backslash P & 1 & 2 & 3 & 4 & 5 \\ \hline 1 & \frac{4EI}{L} & \frac{2EI}{L} & & & \\ 2 & \frac{2EI}{L} & \frac{4EI}{L} & & & \\ 3 & & & \frac{GJ}{L} & & \\ 4 & & & & K & \\ 5 & & & & & K \end{array}$$

```
           MAT FOUNDATION INPUT DATA
NO OF ROWS, N=  7      NO. OF COLS, M=  9     NO OF NCN-ZERO Q-VALUES =  1
POISSONS RATIO =.150   MAT THICKNESS =  0.40 M    MOD ELAS = 22408730.0 KN/SQ
GRID DIMENSION =  0.30 M     SOIL MODULUS = 23536.00 KN/CU M
UNIT WT OF FTG = 23.560 KN/CU M      R =1.00000
D =  122264.          DC = 0.736111D-06

MAT DIMENSIONS ARE:  X=  2.400 M        Y =  1.800 M

THE FOUNDATICN LOADS AND COORDS ARE

4    5   890.000
INVERSION COUNT (EVERY 10) =    10 OF   63
INVERSION COUNT (EVERY 10) =    20 OF   63
INVERSION COUNT (EVERY 10) =    30 OF   63
INVERSION COUNT (EVERY 10) =    40 OF   63
INVERSION COUNT (EVERY 10) =    50 OF   63
INVERSION COUNT (EVERY 10) =    60 OF   63
```

THE LCAD MATRIX & FTG WEIGHT

INCL	ODIV	FOOTING WT	LOAD	MATRIX	FCCTING WT
1	0.000000	0.212040	33	0.000001	0.848159
2	0.CCCC00	0.424079	34	0.000001	0.848159
3	C.CCC000	C.424079	35	0.0C0001	0.848159
4	0.000000	0.424079	36	0.000000	0.424079
5	0.CCC000	0.424079	37	0.000000	C.424C79
6	C.CCC000	0.424079	38	0.000001	0.848159
7	C.C0CC00	0.424079	39	0.000001	0.848159
8	0.C00000	0.424079	40	0.000001	0.848159
9	C.CCC000	0.212040	41	0.000001	0.848159
10	0.CCC000	C.424079	42	0.000001	0.848159
11	0.000001	0.848159	43	0.000001	0.848159
12	0.C0C001	0.848159	44	0.000001	0.848159
13	C.CCC001	C.848159	45	0.000000	0.424079
14	0.C00001	0.848159	46	0.000000	0.424079
15	0.C00001	0.848159	47	0.000001	0.848159
16	C.C00001	0.848159	48	0.000001	0.848159
17	0.C0C001	C.848159	49	0.00C001	0.848159
18	0.C00000	0.424079	50	0.000001	0.848159
19	0.0CC000	0.424079	51	0.000001	0.848159
20	0.CC00C1	C.848159	52	0.000001	0.848159
21	0.C00001	0.848159	53	0.000001	0.848159
22	C.C00001	0.848159	54	0.000000	0.424079
23	C.C0C001	C.848159	55	0.000000	0.212040
24	0.C00001	0.848159	56	0.000000	0.424079
25	0.C0C001	0.848159	57	0.000000	C.424C79
26	0.C0C001	0.848159	58	0.000000	0.424079
27	0.CCC000	0.424079	59	0.000000	0.424079
28	0.C00000	0.424079	60	0.000000	C.424C79
29	C.C0C001	0.848159	61	0.000000	0.424079
30	0.CCC001	0.848159	62	0.000000	0.424079
31	0.000001	0.848159	63	0.0C0000	0.212040
32	0.C00656	0.848159			

شكل (٨–٥٧) : مثال (٨–١١)٠

وياى التربة يحسب من $k_sLB/4$ ٠ كما يمكن تكوين المصفوفات ASA^T, SA^T وكما هو مبين بشكل (٨–٦٢) يمكن تكوين المصفوفة ASA^T لكل نقطة node ثم يتم تكوين المصفوفة ASA^T الكلية للبشة٠ ثم يستكمل الحل كما سبق بيانه بالنسبة للكمرة بالعناصر المحدودة٠

THE BENDING MOMENTS IN SLAB ARE AS FOLLOWS

COORCS		X-AXIS	Y-AXIS
1	1	C.0	0.0
1	2	-16.2486	0.0
1	3	-42.5486	0.0
1	4	-75.1063	0.0
1	5	-94.5094	0.0
1	6	-75.1063	0.0
1	7	-42.5486	0.0
1	8	-16.2486	0.0
1	9	0.0	0.0
2	1	0.0	-13.2687
2	2	-11.4208	-11.3422
2	3	-39.3576	-11.2186
2	4	-79.6091	-7.9276
2	5	-111.5566	-1.0933
2	6	-79.6091	-7.9276
2	7	-39.3576	-11.2186
2	8	-11.4208	-11.3422
2	9	0.0	-13.2687
3	1	0.0	-25.6848
3	2	-6.8705	-28.6743
3	3	-35.1486	-37.3836
3	4	-87.5601	-46.9084
3	5	-157.9818	-44.4842
3	6	-87.5601	-46.9084
3	7	-35.1486	-37.3836
3	8	-6.8705	-28.6743
3	9	C.0	-25.6848
4	1	0.0	-32.3637
4	2	-3.0026	-40.2532
4	3	-28.0423	-62.9307
4	4	-84.8139	-112.2446
4	5	-247.5834	-202.5515
4	6	-84.8139	-112.2446
4	7	-28.0423	-62.9307
4	8	-3.0026	-40.2532
4	9	0.0	-32.3637

CCORDS		X-AXIS	Y-AXIS
5	1	0.0	-25.6848
5	2	-6.8705	-28.6743
5	3	-35.1486	-37.3836
5	4	-87.5601	-46.9084
5	5	-157.9818	-44.4842
5	6	-87.5601	-46.9084
5	7	-35.1486	-37.3836
5	8	-6.8705	-28.6743
5	9	0.0	-25.6848
6	1	0.0	-13.2687
6	2	-11.4208	-11.3422
6	3	-39.3576	-11.2186
6	4	-79.6091	-7.9276
6	5	-111.5566	-1.0933
6	6	-79.6091	-7.9276
6	7	-39.3576	-11.2186
6	8	-11.4208	-11.3422
6	9	0.0	-13.2687
7	1	0.0	C.C
7	2	-16.2486	0.0
7	3	-42.5486	0.0
7	4	-75.1063	0.C
7	5	-94.5094	0.0
7	6	-75.1063	0.0
7	7	-42.5486	0.0
7	8	-16.2486	0.0
7	9	0.0	0.0

شكل (٨-٥٩) : مثال (٨-١١)٠

طريقة الشبكات المحدودة للبشة :

The Finite-Grid Method for Mat Foundation

هذه الطريقة أنسب الطرق لتصميم اللبشة حيث أنها تتميز بما يلى :

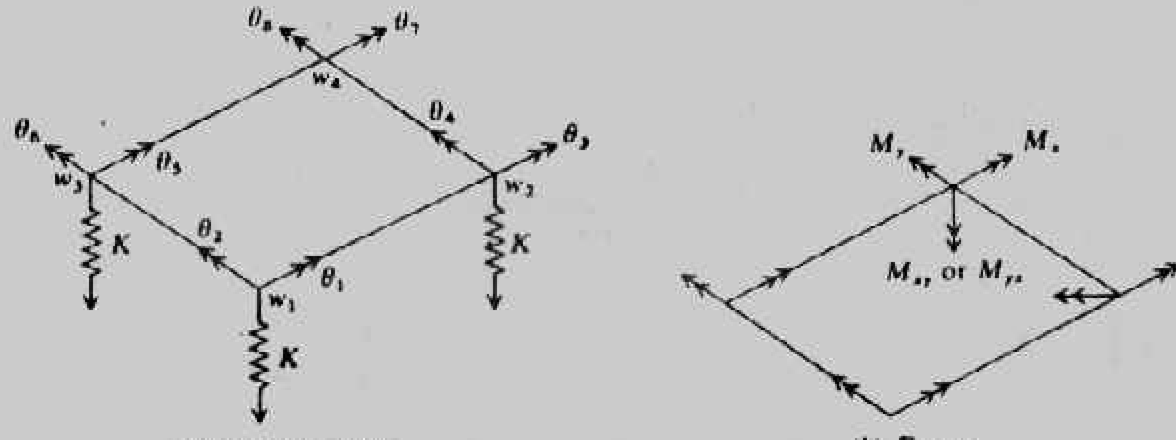
١- من السهل تفسير نتائج عناصر العمود - الكمرة والمعرضة لعزم أولى فقط، حيث يكون العزم لوحدة العرض هو عزم النقطة العقدية مقسوما على عرض العنصر ٠

٢- من السهل الحصول على القص فى نهايات العناصر، حيث يكون القص هو مجموع العزوم عند نهايات العناصر مقسوما على طول العنصر وعرضه ويكون هذا القص لوحدة العرض٠

٣- من السهل إدخال عزوم الأعمدة المركزة٠

٤- من السهل إدخال حالات الحدود٠

٥- هذه الطريقة أسهل بها عمل امتداد للنقط العقدية ذات الثلاث درجات تحرر إلى نقط عقدية ذات ست درجات تحرر 6-degree of freedom أسلوب الحل بهذه الطريقة يتشابه مع طريقة العناصر المتناهية فى الصفر (المحدودة) الممتدة إلى العمود -الكمرة والمستخدمة للأسطح Plates وتستخدم نفس المعادلات :

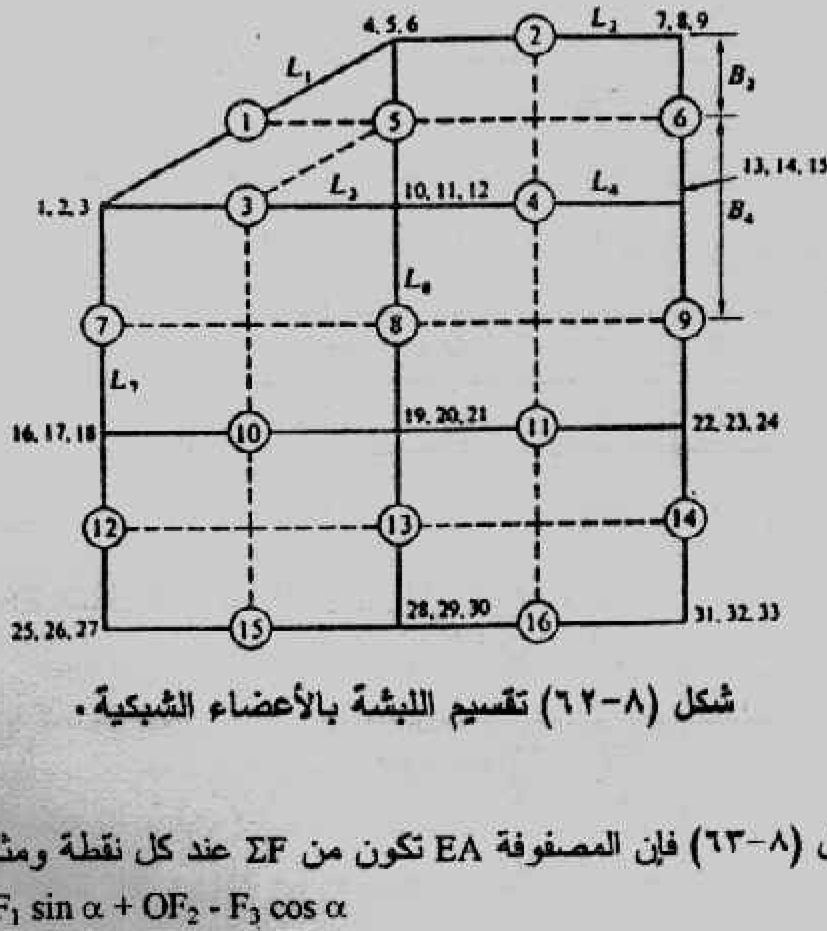


(a) Displacements (b) Forces

شكل (٨-٦١) طريقة العناصر المحدودة باستخدام العنصر المستطيل.

$$P = AF \qquad e = A^{T}X\,F \qquad = Se = SA^{T}X$$
$$P = ASA^{T}X \qquad \text{and} \qquad X = (ASA^{T})^{-1}\,P$$

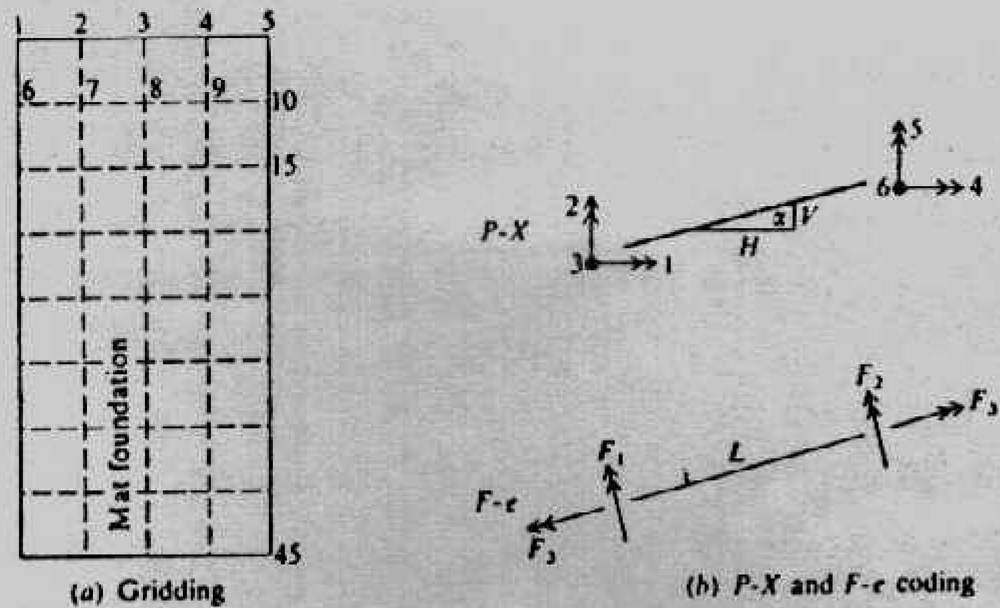
ولكن قبل ذلك يجب تطوير مصفوفات ES, EA



شكل (٨-٦٢) تقسيم اللبشة بالأعضاء الشبكية.

بالرجوع لشكل (٨-٦٣) فإن المصفوفة EA تكون من ΣF عند كل نقطة ومثلا عند نقطة ١

$$P_1 = F_1 \sin\alpha + OF_2 - F_3 \cos\alpha$$
$$P_2 = F_1 \cos\alpha + OF_2 - F_3 \sin\alpha$$
$$P_3 = F_1/L \;+\; F_2/L \;+\; OF_3$$



شكل (٨-٦٣) : طريقة الشبكات المحدودة للبشة.

وتكون المصفوفة الناتجة هى :

EA =

P \ F	1	2	3
1	$-\sin\alpha$	0	$-\cos\alpha$
2	$\cos\alpha$	0	$-\sin\alpha$
3	$\frac{1}{L}$	$\frac{1}{L}$	0
4	0	$-\sin\alpha$	$\cos\alpha$
5	0	$\cos\alpha$	$\sin\alpha$
6	$-\frac{1}{L}$	$-\frac{1}{L}$	0

وتأخذ المصفوفة ES الشكل الآتى شاملا معامل اللى للقوة F_3.

ES =

F \ e	1	2	3
1	$\frac{4EI}{L}$	$\frac{2EI}{L}$	0
2	$\frac{2EI}{L}$	$\frac{4EI}{L}$	0
3	0	0	$\frac{\Omega GJ}{L}$

ومعامل اللى J يجب أن يحسب للشبكات المستطيلة ومعامل الضبط Ω يستخدم لجعل الحل أفضل

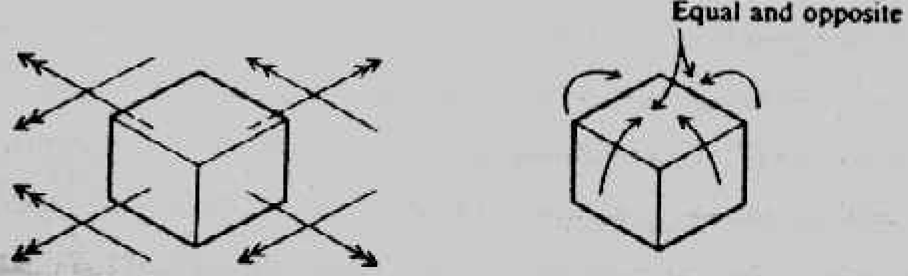
$$\Omega = 0.75L / B \le 1.1$$

حيث L. B هما أطوال عنصر الشبكة : الطول والعرض. ومبدأ رد فعل الترب كياى عند النقط سهل تطويره حيث يكون العنصر القطرى فى مصفوفة القساوة هو معامل ياى التربة K_i

$$(A_{ii} + K_i) X_i = P_i$$

وللأساسات المنفصلة يؤخذ Ki = 0 ويعاد تكون مصفوفة القساوة Stiffness matrix وتحل مرة أخرى لإيجاد الإزاحات X_i . وتتمثل خطوات الحل بهذه الطريقة بإيجاد تخانة اللبشة المقاومة للقص. ومن الإزاحات من $X = (ASA^T)^{-1} P$ يمكن حل $F = SA^TX$ لكل عنصر لإيجاد قوى العنصر . وبرنامج الكمبيوتر يمكنه إيخار المصفوفات $EASA^T$, ASA^T $(EASA^T)$, SA^T (ESA^T) سيكون حجمها ٦ × ٦

ويكرر الحل إلى أن يصل إلى التقارب، والتقارب يعنى أن يكون عدد النقط العقدية الحالى بالتربة N_i يساوى N_i-1 عدد النقط المستخدمة أو $N_i = N_i - 1$ وحينما يحدث التقارب فإن البرنامج حينئذ يحسب عزوم العنصر وقوى اللى باستخدام $F = ESA^TX$ ويجب التحقق من العزوم الناتجة عند النقط. شكل (٨-٦٤). كما يجب ملاحظة أنه عند أى نقطة عقدية يكون مجموع القوى الرأسية من مصفوفة P ورد فعل التربة ومجموعة قوى القص للعنصر عند النقطة مساويا الصفر.



(a) Node and moments (b) Node with moments summed for checking

Checking moments in output for statistics at a node.

شكل (٨-٦٤) : التحقق من العزوم عند النقطة.